



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS, FÍSICAS Y MATEMÁTICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE MODELOS DE ENCONFRADOS PARA UNA
VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTE**

TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

OPCIÓN ESTRUCTURAS

AUTOR: ÁLVAREZ CHÁFUEL IRWIN ALEJANDRO

TUTOR: ING. ELIECER WASHINGTON BENAVIDES ORBE

QUITO- ECUADOR

2014

DEDICATORIA

Antes que nada quiero dedicar este trabajo a Dios, por haberme dado la vida y además el carácter para salir adelante sin importar lo que suceda, permitiéndome llegar hasta este instante de mi formación profesional.

A mis padres Cástulo y Esmeralda, por estar siempre a mi lado apoyándome con su amor y cariño por ser el pilar más importante de mi vida y por demostrarme que siempre hay que salir adelante, de quienes me siento muy orgulloso de que caminen a mi lado. Nunca los decepcionaré y siempre los llevaré en mi mente y en mi corazón, porque son el mejor regalo que me ha dado este mundo, sus enseñanzas me servirán toda la vida.

A mis hermanos; Johana, Naty, Brayan, mis sobrinos; Leonardo, David, Damián y a mi Abuelita Juanita que ya no se encuentra con nosotros; con quienes he compartido gratos momentos durante mi corta vida, por llenarme de alegrías cuando he tenido tristezas.

A todos mis Profesores que día a día nos aportaban con un granito de arena para ser mejores personas y profesionales, robándose unos minutos de su cátedra para darnos lecciones de vida.

A mis amigos con quienes he crecido durante estos años de formación académica.

Álvarez Cháfuel Irwin Alejandro.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar le doy gracias a Dios, por haberme ayudado a culminar esta etapa de mi vida.

Agradezco especialmente a mis padres: Cástulo y Esmeralda, quienes me han apoyado y brindado su cariño desde siempre; sin duda alguna por quienes ahora he llega hasta este punto de mi vida, gracias a sus consejos, sus enseñanzas, sus motivaciones, me siento muy orgulloso de tenerlos a mi lado.

A mi familia entera que me ha ayudado cada vez que lo he necesitado en el desarrollo de este proyecto.

Al Ing. Francisco Endara por haberme dado este tema de tesis e incentivarme a realizarlo

Al Director de mi Tesis: Ing. Washington Benavides, quien sin importar todo el trabajo que tenía en sus manos, aceptó ayudarme con el desarrollo de este proyecto, apoyándome con su basto conocimiento y presionándome para un mejor avance del presente documento.

A los miembros del tribunal de calificación: Ing. Ernesto Pro, Ing. Jorge Vásquez quienes compartieron sus conocimientos, nos brindaron su apoyo y estuvieron pendientes para la realización y culminación de éste proyecto de tesis.

Finalmente, a todos mis compañeros y amigos, porque cada uno con sus valiosas sugerencias hicieron posible este proyecto y, por la gran calidad humana que me han demostrado brindándome su amistad.

Álvarez Cháfuel Irwin Alejandro.

AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL

Yo, Álvarez Cháfuel Irwin Alejandro, en calidad de autor del trabajo de tesis realizada sobre "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE MODELOS DE ENCONFRADOS PARA UNA VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTE", por la presente autorizo a la UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, hacer uso de todos los contenidos que me pertenecen o de parte de los que contiene esta obra, con fines estrictamente académicos o de investigación.

Los derechos que como autor me corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a mi favor, de conformidad con lo establecido en los artículos 5, 6, 8, 19 y demás pertinentes de la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento.

Quito, a los 17 días del mes de febrero del 2014



Álvarez Cháfuel Irwin Alejandro

C.I. 100299002-4

CERTIFICACIÓN

En calidad de Tutor del proyecto de investigación: "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE MODELOS DE ENCONFRADOS PARA UNA VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTE", presentado y desarrollado por el señor: ÁLVAREZ CHÁFUEL IRWIN ALEJANDRO, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, considero que el proyecto reúne los requisitos necesarios.

En la ciudad de Quito, a los 17 días del mes de febrero del 2014



Ing. Eliecer Washington Benavides Orbe

TUTOR

Quito, 17 de febrero del 2014

Señorita

Ingeniera Susana GUZMÁN RODRÍGUEZ,
DIRECTORA, CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Presente

De mi consideración:

En referencia a su oficio No. FI-DCIC-2013-355 del 09 de mayo del 2013, en mi condición de Tutor de la Tesis "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE MODELOS DE ENCONFRADOS PARA UNA VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTE", desarrollado por el señor egresado de la Carrera de Ingeniería Civil, ÁLVAREZ CHÁFUEL IRWIN ALEJANDRO, me permito poner en su conocimiento lo siguiente:

Que habiéndose concluido en su totalidad la investigación realizada a través de la tesis mencionada, debo poner en su conocimiento este particular, considerando que se han acogido en su totalidad, todas las sugerencias y cambios emanados por mi persona y además, las que plantearon los señores miembros del tribunal respectivo.

Con este antecedente, solicito a usted, muy comedidamente se digne dar el trámite pertinente, a fin de que el señor estudiante pueda proseguir con su proceso de graduación.

Por la atención que se digne dar a este particular, desde ya me anticipo en agradecerle.

Atentamente:



ING. ELIECER WASHINGTON BENAVIDES ORBE.

TUTOR.



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
DIRECCIÓN

RESULTADO DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Quito DM.: 20 DE FEBRERO DEL 2014

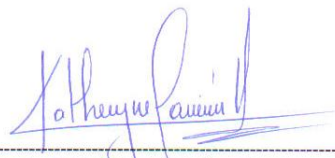
Señor: ALVAREZ CHAFUEL IRWIN ALEJANDRO

TEMA:

"DISEÑO Y CONSTRUCCION DE MODELOS DE ENCOFRADOS PARA UNA
VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTENTE"

CALIFICACIÓN:

TRIBUNAL	PROFESOR (A)	NOTA SOBRE VEINTE		FIRMA
		NÚMEROS	LETRAS	
PROFESOR TITULAR	JORGE VÁSQUEZ	20	VEINTE	Jorge Vasquez
PROFESOR TITULAR	ERNESTO PRO	20	VEINTE	Ernesto Pro
PROMEDIO		20	VEINTE	Katheryne Carrion


DRA. KATHERYNE CARRIÓN VALDIVIESO
SECRETARIA ABOGADA

CONTENIDO

	Pág.
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
CONTENIDO.....	viii
LISTA DE TABLAS.....	xi
LISTA DE FIGURAS	xv
RESUMEN.....	xx
ABSTRACT	xxi
CAPITULO 1	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Objetivos	1
1.2.1 Objetivos Generales.....	1
1.2.2 Objetivos Específicos.....	1
1.3 Método Prismo Resistente	2
1.3.1 Normas del sistema Prismo Resistente	3
1.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MÉTODO	5
1.4.1 VENTAJAS	5
1.4.2 DESVENTAJAS	6
CAPITULO 2	7
Especificaciones Generales.....	7
2.1 Materiales	7
2.1.1 Hormigón.....	7
2.1.2 Acero	8
2.2 Especificaciones de Diseño	8
2.2.1 Del Cemento.....	8
2.2.2 De la Arena.....	9
2.2.3 Del Ripio.....	10
2.2.4 Del Agua	10
2.2.5 Del Acero	10
2.3 Método de cálculo.	10
2.4 Características de la vivienda.....	10
CAPITULO 3	11
Cálculo de la edificación.....	11

3.1	Generalidades.....	11
3.2	Determinación de cargas	11
3.2.1	Calculo de la diagonal promedio en cada losa.	11
3.2.2	Calculo de la altura económica.	12
3.2.3	Cálculo de las cargas totales por m2 de losa.	14
3.3	Diseño de Losas.....	18
3.3.1	Determinación de Momentos y diseño de losas.....	18
3.3.2	Determinación de corte y Punzonamiento.....	21
3.4	Diseño y construcción de modelos de Encofrados para Losas	25
3.4.1	En Madera	25
3.4.2	En Metal	35
CAPITULO 4		48
Diseño de Vigas Pared.....		48
4.1	Generalidades.....	48
4.1.1	Cargas Flotantes	50
4.1.2	Tipos de Apoyos	50
4.2	Criterios Para la Determinación del Esfuerzo Admisible a Flexión	51
4.3	Pasos Para el Prediseño de Vigas Pared.....	52
4.4	Prediseño de Vigas Pared	53
4.4.1	Obtención de Momentos en viga Pared.....	53
4.4.2	Diseño de Vigas Pared.....	56
4.5	Diseño y construcción de modelos de Encofrados para Vigas Pared	79
4.5.1	En Madera	79
4.5.2	En Metal	88
CAPITULO 5		96
Diseño de Seudo Columnas		96
5.1	Generalidades.....	96
5.2	Proceso de diseño de Seudo Columnas.....	97
5.2.1	Cálculo de áreas Cooperantes en Seudo Columnas.....	98
5.2.2	Cargas Mayoradas	101
5.2.3	Cálculo del Peso de las paredes Actuantes en la Seudo Columna	104
5.3	Ubicación de Seudo Columnas a Reforzarse	112
5.4	Dimensionamiento.....	114
CAPITULO 6		118

Diseño Sísmico	118
6.1 Generalidades.....	118
6.2 Diseño de las Paredes al Sismo	121
CAPITULO 7	130
Cimentaciones y Escaleras.....	130
7.1 Generalidades.....	130
7.2 Cálculo y Diseño de Cimentaciones.....	130
7.3 Diseño y construcción de modelos de Encofrados para Cimentaciones.....	139
7.3.1 En Madera	139
7.3.2 En Metal	142
7.4 Cálculo y Diseño de Escaleras.....	146
7.5 Diseño y construcción de modelos de Encofrados para Escaleras.....	150
7.5.1 En Madera	151
7.5.2 En Metal	153
CAPITULO 8	156
Encofrados.....	156
8.1 Cargas en encofrados.....	156
8.2 Esfuerzos Permitidos según el Material.....	162
8.3 Diseño de Elementos Básicos.....	164
8.4 Elementos Portantes.....	170
8.5 Encofrados Tipo.....	170
8.6 Disposición	171
8.7 Elementos Auxiliares.....	172
8.8 Encofrados de Madera	175
8.9 Encofrados Metálicos.....	175
8.10 Encofrados de Plástico	175
CONCLUSIONES.....	177
RECOMENDACIONES.....	178
GLOSARIO DE TERMINOS	179
BIBLIOGRAFÍA	182

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1: Diagonales Promedios de las Losas	12
Tabla 2: Espesor de losa en función de las luces	12
Tabla 3: Espesor de losa en función del número de pisos	13
Tabla 4: Cargas $t/(0.81m^2)$	17
Tabla 5: Acero a flexión en losa N+2.70m.....	20
Tabla 6: Acero a flexión en losa N+5.20m.....	21
Tabla 7: Acero al corte en losa N+2.70m	23
Tabla 8: Acero al corte en losa N+5.20m	23
Tabla 9: Dimensiones del tablero contrachapado	25
Tabla 10: Dimensiones de los travesaños.....	29
Tabla 11: Dimensiones de los puntales.....	32
Tabla 12: Determinación de c en el angular.....	39
Tabla 13: Determinación de l en el angular.....	39
Tabla 14: Determinación de c en vigueta	40
Tabla 15: Determinación de l en vigueta	41
Tabla 16: Acero a flexión en viga pared 1	63
Tabla 17: Acero al corte en viga pared 1.....	63
Tabla 18: Acero a flexión en viga pared 2a	64
Tabla 19: Acero al corte en viga pared 2a.....	65
Tabla 20: Acero a flexión de la viga pared 2b	66
Tabla 21: Acero al corte de viga pared 2b.....	66

Tabla 22: Acero a flexión de la viga pared 2c.....	68
Tabla 23: Acero al corte de la viga Pared 2c.....	69
Tabla 24: Acero a flexión de la viga pared 2d	70
Tabla 25: acero al corte de la viga pared 2d	70
Tabla 26: Acero a flexión de la viga pared 2e	72
Tabla 27: Acero al corte de la viga pared 2e	72
Tabla 28: Acero a flexión de la viga pared 2f	74
Tabla 29: Acero al corte de la viga pared 2f	75
Tabla 30: Acero a flexión de la viga pared 2g	77
Tabla 31: Acero al corte de la viga pared 2g.....	77
Tabla 32: Acero a flexión de la viga pared 2h	79
Tabla 33: Acero al corte de la viga pared 2h.....	79
Tabla 34: Dimensiones de los travesaños (costillas).....	83
Tabla 35: Esquema de cargas en las costillas	84
Tabla 36: Dimensiones de los travesaños (Carreras)	86
Tabla 37: Resumen de encofrados de viga pared.....	88
Tabla 38: Determinación de c del tubular	92
Tabla 39: Determinación de I del tubular.....	92
Tabla 40: carga/m ² en cada losa.....	101
Tabla 41: Diseño de pseudo columnas N+5.20m.....	115
Tabla 42: Diseño de pseudo columnas N+2.70m.....	115
Tabla 43: Cálculo y distribución de Fuerzas sísmicas.....	120
Tabla 44: Cálculo del esfuerzo a la rotura/m de pared.....	123

Tabla 45: Cálculo del esfuerzo total de rotura por pandeo desde N+0.00m hasta N+2.70m (x-x)	125
Tabla 46: Cálculo del esfuerzo total de rotura por pandeo desde N+2.70m hasta N+5.20m (x-x)	125
Tabla 47: Cálculo del esfuerzo total de rotura por pandeo desde N+0.00m hasta N+2.70m (y-y)	126
Tabla 48: Cálculo del esfuerzo total de rotura por pandeo desde N+2.70m hasta N+5.20m (y-y)	126
Tabla 49: Cálculo del incremento de fuerza sísmica	127
Tabla 50: Cortes, momentos de la viga de cimentación AM	133
Tabla 51: Resultados del diseño de cimentaciones 1	138
Tabla 52: Resultados del diseño de cimentaciones 2	138
Tabla 53: Dimensiones de encofrado viga de cimentación AC	139
Tabla 54: Dimensiones de encofrado viga de cimentación DF	140
Tabla 55: Dimensiones de encofrado viga de cimentación JK	140
Tabla 56: Dimensiones de encofrado viga de cimentación MN, AM y CN	141
Tabla 57: Dimensiones de encofrado viga de cimentación BE	142
Tabla 58: Dimensiones de encofrado viga de cimentación E y H.....	142
Tabla 59: Dimensiones de encofrado viga de cimentación AC	143
Tabla 60: Dimensiones de encofrado viga de cimentación DF	143
Tabla 61: Dimensiones de encofrado viga de cimentación JK	144
Tabla 62: Dimensiones de encofrado viga de cimentación MN, AM y CN	144
Tabla 63: Dimensiones de encofrado viga de cimentación BE	145
Tabla 64: Dimensiones de encofrado viga de cimentación E y H.....	145

Tabla 65: Esfuerzos admisibles tomados del manual de diseño de maderas del Grupo andino.....	163
Tabla 66: Esfuerzos admisibles del tablero contrachapado	163
Tabla 67: Módulos de elasticidad tomados del manual de diseño de maderas del Grupo andino.....	163

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1: Diagonal Promedio.....	11
Figura 2: Corte en elevación de losa Prismo Resistente.....	14
Figura 3: Corte en planta de losa Prismo Resistente	15
Figura 4: Volúmen del burbujon	16
Figura 5: Distribución Acero positivo y negativo en losa	20
Figura 6: Diagrama de corte en losa	21
Figura 7: Corte en losa.....	22
Figura 8: Esquema del perímetro de corte	24
Figura 9: Perímetro de corte en la Seudo columna E2.....	25
Figura 10: Esquema de carga sobre el encofrado horizontal	29
Figura 11: Modulo de encofrado para losas en madera	32
Figura 12: Esquemas de carga en la torre	36
Figura 13: Cargas en la torre.....	37
Figura 14: Sección Transversal del angular	38
Figura 15: angular dividido en 2 cuerpos	39
Figura 16: Sección transversal de la viga.....	40
Figura 17: Comprobación, esquema de cargas en la torre	42
Figura 18: Comprobación, cargas en la torre	43
Figura 19: Sección transversal del puntal metálico	45
Figura 20: Seccion transversal del puntal	46
Figura 21: Sección transversal de la platina.....	47

Figura 22: Sección transversal perforada de la platina	47
Figura 23: Esquema viga pared 1	48
Figura 24: Esquema viga pared 2	49
Figura 25: Viga de eje recto	49
Figura 26: Viga de eje quebrado	50
Figura 27: Análisi de áreas cooperantes	53
Figura 28:Esquema Viga pared de eje quebrado	55
Figura 29: Viga de quebrado transformada en viga de eje recto.....	56
Figura 30: Viga Pared con vacíos	56
Figura 31: Cortes y Momentos en viga pared.....	57
Figura 32: Cortes transversales de las vigas pared	58
Figura 33: Perchas y Zunchos en las vigas pared.....	59
Figura 34: Tensores en Vigas pared de eje quebrado 1	59
Figura 35: Tensores en Vigas pared de eje quebrado 2	60
Figura 36: Viga pared 1	62
Figura 37: Cargas, Cortes, Momentos de la viga pared 1	62
Figura 38: Viga pared 2a	63
Figura 39: Cargas, Cortes, Momentos de la viga Pared 2a.....	64
Figura 40: Viga pared 2b.....	65
Figura 41: Cargas, Cortes, Momentos de la viga pared 2b	65
Figura 42: Viga pared 2c	67
Figura 43: Cargas, Cortes, Momentos de la viga pared 2c	68
Figura 44: Viga pared 2d	69

Figura 45: Cargas, Cortes, Momentos de la viga pared 2d	69
Figura 46: Viga pared 2e	71
Figura 47: Cargas, Cortantes, Momentos de la viga pared 2e	71
Figura 48: Viga pared 2f	73
Figura 49: Cargas, Cortes, Momentos de la viga pared 2f	74
Figura 50: Viga Pared 2g	75
Figura 51: Cargas, Cortantes, Momentos de la viga pared 2g	77
Figura 52: Viga pared 2h: Cargas, Cortes, Momentos	78
Figura 53: Esquema del encofrado de pared	79
Figura 54: Esquema de presiones de hormigón	80
Figura 55: Esquema cargas de triangular a distribuida	81
Figura 56: Esquema de encofrados de pared (Metal)	89
Figura 57: Esquema de distribución de cargas del hormigón	89
Figura 58: Esquema de cargas de rectangular a rectangular	90
Figura 59: Sección transversal del tubular rectangular (rieles)	91
Figura 60: Esquema del encofrado con pernos (tensores)	94
Figura 61: Áreas cooperantes en losa N+2.70m	99
Figura 62: Áreas cooperantes en losa N+5.20m	100
Figura 63: Carga sobre seudo columna en losa N+2.70m	102
Figura 64: Carga sobre seudo columna en losa N+5.20m	103
Figura 65: Carga de paredes sobre seudo columna en losa N+2.70m	105
Figura 66: Carga de pared sobre seudo columna en losa N+5.20m	106
Figura 67: Seudo columnas continuas	107

Figura 68: Seudo columnas descontinuas caso a).....	108
Figura 69: Seudo columnas descontinuas caso b).....	109
Figura 70: Flujo de cargas en seudo columnas en losa N+2.70m.....	110
Figura 71: Flujo de cargas en seudo columnas en losa N+2.70m.....	111
Figura 72 Ubicación de seudo columnas a reforzarse en los N+2.70m	112
Figura 73: Ubicación de seudo columnas a reforzarse en los N+5.20m	113
Figura 74: Cálculo y distribución de Fuerzas sísmicas.....	120
Figura 75: Cálculo del esfuerzo total de rotura por pandeo.....	124
Figura 76: Armadura mínima al sismo.....	127
Figura 77: Transferencia de cargas de las seudo columnas a la cimentaciones	131
Figura 78: Resultantes en la cimentación	132
Figura 79: Resultantes transformadas en cargas uniformemente distribuidas ...	132
Figura 80: esquema de cargas en la viga de cimentación AM	133
Figura 81: Encofrado viga de cimentación AC	139
Figura 82: Encofrado viga de cimentación DF.....	140
Figura 83: Encofrado viga de cimentación JK	140
Figura 84: Encofrado viga de cimentación MN, AM y CN	141
Figura 85: Encofrado viga de cimentación BE.....	141
Figura 86: Encofrado viga de cimentación E y H.....	142
Figura 87: Encofrado viga de cimentación AC	143
Figura 88: Encofrado viga de cimentación DF.....	143
Figura 89: Encofrado viga de cimentación JK	144
Figura 90: Encofrado viga de cimentación MN, AM y CN	144

Figura 91: Encofrado viga de cimentación BE.....	145
Figura 92: Encofrado viga de cimentación E y H.....	145
Figura 93: Escalon	146
Figura 94: Losa de Descanso.....	149
Figura 95: Encofrado de escalones en planta (Madera).....	151
Figura 96: Encofrado de loseta en planta (Madera)	152
Figura 97: Encofrado de los Escalones en plana (Metal)	153
Figura 98: Encofrado de loseta en plana (Metal).....	154
Figura 99: Esquema Presiones del hormigon.....	160
Figura 100: Pernos.....	173
Figura 101: Mangueras	173
Figura 102: Separadores de encofrados verticales	174
Figura 103: Separador de torre	174
Figura 104: Pasadores	175

RESUMEN

“DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE MODELOS DE ENCONFRADOS PARA UNA VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTE”

El objetivo principal de la tesis, es dar a conocer a fondo el Sistema Prismo Resistente y al mismo tiempo utilizarlo en el diseño de sus encofrados, tanto en acero como en madera, y socializarlo para un mejor manejo del sistema.

Se procedió a utilizar el Sistema Prismo Resistente en una edificación tipo que consta de dos plantas; utilizando la Normativa establecida por el Ing. Alberto Larrea Borja, Meritísimo Profesor de la Facultad y además haciendo uso de la teoría elástica.

Se analizaron las cargas a intervenir en las estructuras de encofrado en cada uno de sus elementos: losas, vigas pared, seudo columnas; así como a cimentación y las escaleras.

Para cada elemento estructural, se elaboraron los diseños de los encofrados con sus respectivas partes, detallando cada una de ellas, para un fácil y organizado armado de las mismas.

“DESCRPTORES: DISEÑO SISTEMA PRISMO RESISTENTE / LOSA PRISMO RESISTENTE / SEUDO COLUMNAS / VIGAS PARED / DISEÑO DE ENCOFRADOS / ENCOFRADOS DE MADERA / ENCOFRADOS METÁLICOS.”

ABSTRACT

"DESIGN AND CONSTRUCTION OF FORMWORKS' MODELS FOR A HOUSING TYPE, THE PRISMO-RESISTANT SYSTEM"

The main objective of the thesis is to release insight into the Prismo Resistant and system and at the same time making the designs of its formworks, both in steel and wood, and socialize it for a better management of the system.

The Prismo Resistant System was used in a two floors; using the standards given by the Emeritus Professor Alberto Larrea Borja and making also use of the Elastic Theory.

Loads which act on the formwork structures were analyzed at each: slabs, wall beams, pseudo columns; as well as foundations and the stairs.

For each structural element, its formwork designs were done taking into account their respective components, including s very special detailing for an easy installation.

"DESCRIPTORS: PRISMO RESISTANT SYSTEM / PRISMO RESISTANT SLAB / PSEUDO COLUMNS / WALL BEAMS / FORMWORK'S DESIGN / WOODEN FORMWORKS / STEEL FORMWORK."

Quito, 10 de febrero de 2014

CERTIFICADO

A quién interese:

Yo, LISBETH NATALY ALVAREZ CHAFUEL, con cédula de identidad. 100316260-7 certifico que he revisado la traducción del resumen de tesis del señor IRWIN ALEJANDRO ALVAREZ CHAFUEL, con cédula de identidad 100299002-4 tema: "DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE MODELOS DE ENCOFRADOS PARA UNA VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTENTE", requisito para obtener el título de Ingeniero Civil.

Es todo cuanto puedo informar en honor a la verdad, y el interesado puede hacer uso del presente, como a bien tenga.

Adjunto una copia del título que valida mi suficiencia en inglés.

Atentamente,



LISBETH NATALY ALVAREZ CHAFUEL

C.C. 100316260-7



REPÚBLICA DEL ECUADOR
MINISTERIO DE EDUCACION

CONFIERE

A *Lisbeth Nataly Alvarez Chafuel* EL

CERTIFICADO DE CAPACITACION OCUPACIONAL

POR HABER APROBADO EL CURSO DE *Suficiencia en el Idioma Inglés*

EN EL CENTRO OCUPACIONAL *Howard*

DEL *01-mar-2010* AL *01-mar* DE *2011* POR *480* HORAS.

Lugar y fecha: *Quito, marzo 01 del 2011*



Marlene Herrera
INSTITUTO HOWARD

Director del Centro Ocupacional
DIRECCION GENERAL

MARLENE HERRERA

CAPITULO 1

1.1 Introducción

En vista del creciente desarrollo en la construcción en nuestro país y queriendo brindar una herramienta más para facilitar este desarrollo se opta por estudiar, analizar y socializar mediante este texto el Sistema Prismo Resistente.

La presente tesis se realiza con el fin de mostrar de una manera concisa de lo que trata el Sistema Prismo Resistente poniendo énfasis en el diseño y construcción de los encofrados para este sistema en particular; analizando algunos de los materiales para la elaboración de los mismos; mediante lo cual se desea incentivar a los Estudiantes e Ingenieros de la Carrera Civil a la utilización e investigación acerca de este sistema.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos Generales

- 1) Investigar, conocer y aplicar el método de cálculo del sistema Prismo Resistente para una Vivienda Unifamiliar Tipo.
- 2) Investigar, conocer y aplicar el método de cálculo y construcción de encofrados para el sistema Prismo Resistente.

1.2.2 Objetivos Específicos

- 1) Dar a conocer paso a paso el cálculo del sistema Prismo Resistente para una Vivienda Unifamiliar Tipo.
- 2) Explicar el procedimiento de diseño y construcción de los modelos de encofrados de cada uno de los elementos estructurales utilizados en este sistema.
- 3) Proveer de una herramienta para facilitar la comprensión y el diseño del sistema Prismo Resistente.
- 4) Facilitar un texto de ayuda en el diseño de encofrados para el sistema Prismo Resistente.

- 5) Incentivar mediante esta tesis en los profesionales la utilización y desarrollo del Sistema Prismo Resistente.

1.3 Método Prismo Resistente

El método Prismo Resistente se basa principalmente en el diagnóstico de cargas y en postulados que el autor, Ingeniero Alberto Larrea Borja, menciona

- La unión entre los elementos losa-placa es suficiente para considerar como una articulación.
- Las pseudo columnas de hormigón simple, que son cruces de láminas, trabajan de manera optima hasta 3 MPa (30 kg/cm^2) de presión.
- La formula de Euler para la verificación de las pseudo columnas funciona adecuadamente en las láminas, si se desprecia la armadura de compresión.

De esta manera es como se define a la estructura Prismo Resistente, a la integración de un conjunto de laminas de prismas de altura constante entramadas entre sí, de tal manera que las placas de separación entre cada lamina sean planas y horizontales, este tipo de estructura es apta de carácter especial para edificios por ser cada uno de estos prismas un habitáculo en sí.

Los cruces que se producen entre las caras verticales y horizontales de los prismas deben ser articulados en bisagra, para que así no exista transmisión de momentos entre losas y paredes, tampoco entre paredes; haciendo posible tal transmisión solo entre losa y losa por continuidad de placas horizontales.

El cruce de las placas forman barras horizontales y verticales de una celosía estérea isostáticamente calculable, tanto para cargas horizontales como verticales, resultando mejor calcular separadamente estos sistemas, para que al final se sumen algebraicamente sus resultados.

Esta estructura se completa con una red de armaduras de sistemas en forma diagonal en las placas verticales y horizontales, lo cual asegura la indeformabilidad espacial del conjunto articulado que se planifica.

Todas las aberturas existentes en cada una de las redes deben ser enmarcadas con una armadura capaz de absorber la tracción de todas las barras que lleguen o salgan de ellas, en el resto de casos se colocarán diámetros mínimos para esta armadura.

Este tipo de estructura trabaja uniformemente en su totalidad; en la cual cada elemento se sostiene a si mismo de manera primordial y luego sirve de soporte y ayuda para los elementos adyacentes con respecto a las sollicitaciones exteriores; lo cual es esencial para el correcto funcionamiento de la edificación.

Para la sismo resistencia de la estructura se observa que automáticamente se tiene la coincidencia del centro de masas con el elasto centro (centro de rigidez), por lo cual la densidad y rigidez se encuentran uniformemente distribuidas en todo el volumen de la edificación.

La manera por la cual el centro de masas con el centro de rigidez se pueden separar, es debido a grandes asimetrías de carga que se presentan, es decir cuando al edificio tenga áreas para almacenaje o bodegas; de cualquier forma en este caso funciona aún mejor que cualquier otro tipo de construcción heterogéneo con mampostería.

1.3.1 Normas del sistema Prismo Resistente

- 1) A todas las cargas verticales se les considera el peso propio de la estructura mas una sobrecarga variable de acuerdo a la función de la pieza que se calcula; pero ninguna carga global será menor a 100 kg/m^2 y esto solo para lugares inaccesibles donde únicamente lleguen reparadores en caso de emergencia.
- 2) Para el caso de locales donde no pueda producirse multitud, como dormitorios privados, baños, etc. Se aplicará una carga viva de 250 kg/m^2 .
- 3) Para el caso de aulas, salas de baile, escaleras, pasillos, etc. En general locales donde pueda producirse multitud sin apiñamiento por pánico; la carga viva será de 400 kg/m^2 .
- 4) Para garajes livianos y locales en los cuales pueda producirse multitud apiñada por pánico; la carga viva será de 600 kg/m^2 .

- 5) Para bodegas, edificios de estacionamientos y en general lugares sujetos a carga con impacto; la carga viva será de 800 kg/m^2 .
- 6) Con el fin de asegurar las edificaciones contra riesgos sísmicos, se aplicará una carga alternante horizontal en la dirección que más desfavorable sea para la estructura que se calcula en kN, tomando el doble de masa de la pieza en kg, lo cual implica una aceleración sísmica de 2 m/s^2 correspondiente a la undécima magnitud de la escala de Mercalli modificada.
- 7) Por ser la armadura de las paredes ineficaz para compresión, se usa el sistema diagonal contra diagonal, con lo cual si en un instante A cualquiera de un sismo, trabajan las diagonales descendentes, en el instante A+T donde T es el periodo del sismo, trabajarán las diagonales ascendentes.
- 8) Todo el esfuerzo sísmico será transmitido como esfuerzo de corte a través de las paredes nivel por nivel; en las del último piso, calcularemos el corte a nivel de la losa inmediatamente inferior.
- 9) El mínimo coeficiente de seguridad, como la relación entre la ruptura del material del cual esta hecha la pieza y la máxima expresión real, debe ser igual o mayor a 2,5 veces.
- 10) La mínima armadura para la membrana deberá ser de $1\Phi 10\text{mm}$, en ambas direcciones e inclinadas a 45° cada 0.80m.
- 11) La mínima dosificación en cual cemento es de 200 kg/m^3 (4 sacos/ m^3)
- 12) El espesor de pared para finalidades térmicas y acústicas es de 0,10 m.
- 13) El máximo tamaño de los burbujones para losa es de 0,80 m de lado.
- 14) La mocheta mínima de salida de las paredes es de 0,10 m.
- 15) El paño máximo (pared) sin mocheta de esfuerzo es de 0,04 m.
- 16) Las perforaciones (puertas, ventanas) de las vigas pared, deben finalizar antes que el esfuerzo cortante llegue al 20% de la reacción que se producen en los apoyos de la viga-pared.

- 17) En toda la viga-pared que haya ángulo (de eje quebrado) debe ponerse el correspondiente tensor contra torsión.
- 18) Las vigas-pared no deben desencofrarse, sino hasta 30 días después de hormigonada la losa superior.
- 19) Todas las losas de cubierta deben llevar un refuerzo de una barra de 12 mm en todos sus vértices, que quede en la cara superior de la losa con el fin de evitar rajaduras por dilataciones térmicas.
- 20) Toda estructura de mas de 6 pisos deben comprobarse poniendo refuerzos en los cruces que estén demasiado fatigados, y si es el caso poniendo columnas de hormigón confinado en jaula (con estribos), como son las habituales de hormigón armado.
- 21) La relación A/C (Agua-Cemento) que se especifique en el diseño debe ser respetado estrictamente.
- 22) Respetar las normas de hormigón común.

1.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MÉTODO

1.4.1 VENTAJAS

- 1) Este sistema es económico en comparación al tradicional.
- 2) En este método existen muchas libertades para el diseño arquitectónico y estructural.
- 3) Los alivianamientos para losas de este sistema son fundas de polietileno llenos con viruta; y sus nervios se ubican cada 0.90m.
- 4) Su cálculo estructural es sencillo, dado que en este sistema no se conforman pórticos, sino placas horizontales y verticales las cuales se procederá a diseñar como vigas simplemente apoyadas.
- 5) Este sistema posee la característica de que su centro de masas y el elasto centro coinciden, permitiendo que su comportamiento a torsión sea mejor que el sistema tradicional.

- 6) Luego de construido este sistema, no necesita realizar enlucidos ni cielos rasos, ya que los elemento horizontales y verticales terminan acabados luego de ser desencofrados.
- 7) Al tener nuestra armadura a 45° cruzada, transformamos todo tipo de losa en cuadrada; así podemos tomar los coeficientes de diseño de la tabla de Löser con $L_x=L_y$, y se obtenga momento bajos; por ende economía.

1.4.2 DESVENTAJAS

- 1) En la planificación del proyecto se necesita que el sistema sea conocido extensamente, tanto por el Ingeniero como por el Arquitecto, dado la estrecha relación que existe entre lo estructural y arquitectónico.
- 2) Debe haber un manejo conjunto de planos arquitectónicos y estructurales, debido a lo minucioso que es el método, sus detalles.
- 3) Se debe realizar una correcta distribución de todos los ductos de las instalaciones; para que por ningún motivo se necesite perforar por olvido.
- 4) Debido a que es un sistema algo desconocido en nuestro medio, es necesario un estudio minucioso, para poder entender los funcionamientos estructural y constructivo del mismo.
- 5) Debe capacitarse a los constructores, para que entiendan como realizar un adecuado desarrollo del método en la construcción.
- 6) Los agregados deben ser elegidos minuciosamente, acorde al método Prismo Resistente; el cual requiere que sean finos, por cuanto los elementos verticales y horizontales deben tener un buen acabado en el instante que se los desencofre.

CAPITULO 2

Especificaciones Generales

2.1 Materiales

Para la construcción mediante el Sistema Prismo Resistente, se utilizan los materiales de uso común en la construcción, los cuales son el acero y el hormigón.

2.1.1 Hormigón

Para que el diseño del hormigón sea satisfactorio y se pueda obtener la resistencia requerida; los áridos deben ser limpios, duros y resistentes.

Cemento

El cemento es un material de construcción, formado por la mezcla de varios elementos adhesivos. Este material se conoce principalmente por su importante rol en la fabricación del hormigón también llamado concreto, de esta manera podemos decir que el cemento es un adhesivo aglomerante, que al mezclarlo con áridos, tales como la arena, ripio y agua, llega a formar hormigón, material de mayor utilización en el ámbito de la construcción en nuestro país.

Gracias a todas sus características, el cemento se utiliza para construcciones que requieren de gran firmeza y resistencia, usándose para la construcción de cimientos, columnas, vigas, losas y muros de grandes edificios, hogares y obras especiales.

Arena

Es un árido fino que resulta de la descomposición de las rocas o mediante la trituration de las mismas con diámetros menores a 5 mm. Esta es la encargada de rellenar los vacíos que deja el ripio en la mezcla del hormigón.

Ripio

Son fragmentos de rocas (árido grueso) que resultan de la desintegración natural o abrasión de las mismas.

Para el caso específico hay que tomar mucho en cuenta las dimensiones de los elementos estructurales, es decir que las vigas pared tienen un espesor de 10 cm, razón por la cual el tamaño nominal máximo del agregado grueso será de 2,5 cm con una buena granulometría.

Agua

Es indispensable para que exista la relación A/C (agua/cemento) y su reacción necesaria, para poder realizar morteros y hormigones a utilizarse en la obra; el agua potable se considera buena para este uso.

2.1.2 Acero

Es una aleación de hierro y carbono, en la que el carbono se encuentra presente en un porcentaje inferior al 2%.

En nuestro caso utilizamos barras laminadas en caliente con sección circular de acero corrugado; es decir con salientes en su sección transversal que permiten tener una mejor adherencia entre este y el hormigón e impedir el desplazamiento longitudinal entre ellos.

2.2 Especificaciones de Diseño

2.2.1 Del Cemento

Debe cumplir lo que dice la ASTM C150 / C150M - 12

“Abstract

This specification covers eight types of portland cement: type I, type IA, type II, type IIA, type III, type IIIA, type IV, and type V. The cement covered by this specification shall only contain the following ingredients: portland cement clinker; water or calcium sulfate, or both; limestone; processing additions; and air-entraining addition for air-entraining portland cement. Portland cement of each of the eight types must have the following chemical compositions: aluminum oxide, ferric oxide, magnesium oxide, sulfur trioxide, tricalcium silicate, dicalcium silicate, tricalcium aluminate, and tetracalcium aluminoferrite. Applicable properties enumerated in this specification will be determined by the following test methods: air content of mortar, chemical analysis, strength, false set, fineness by air

permeability, fineness by turbidimeter, heat of hydration, autoclave expansion, time of setting by gillmore needles, time of setting by vicat needles, sulfate resistance, calcium sulfate, and compressive strength. The cement shall be stored in such a manner as to permit easy access for proper inspection and identification of each shipment, and in a suitable weather-tight building that will protect the cement from dampness and minimize warehouse set."

Traduciendo

Esta especificación cubre los ocho tipos de cemento portland: tipo I, tipo IA, tipo II, tipo IIA, tipo III, IIIA tipo, tipo IV y tipo V. El cemento cubierto por esta especificación sólo deberá contener los siguientes ingredientes: cemento portland clinker; sulfato de calcio o agua, o ambos; caliza; adiciones de procesamiento; incorporador de aire y además, para incorporador de aire cemento portland. Cemento Portland de cada uno de los ocho tipos debe tener las siguientes composiciones químicas: óxido de aluminio, óxido férrico, óxido de magnesio, trióxido de azufre, silicato tricálcico, silicato dicálcico, aluminato tricálcico, y aluminofernite tetracálcico. Propiedades aplicables enumeradas en esta especificación se determina por los métodos de ensayo siguientes: contenido de aire del mortero, el análisis químico, la fuerza, falso fraguado, la finura por la permeabilidad al aire, la finura por turbidímetro, el calor de hidratación, la expansión de autoclave, el tiempo de ajuste por agujas Gillmore, tiempo de fraguado Vicat por agujas, resistencia sulfato, sulfato de calcio, y resistencia a la compresión. El cemento debe ser almacenado de tal modo que permita un fácil acceso para inspección y la identificación de cada envío, y en una adecuada edificación resistente a la intemperie que va a proteger el cemento de la humedad y reducir el efecto bodega.

2.2.2 De la Arena

- 1) Puede ser obtenida de cualquier banco natural o por trituración de rocas (conocido como polvo de piedra); siempre y cuando estos se encuentren aprobados para su explotación.

- 2) Debe encontrarse limpia es decir libre de tierra o cualquier tipo de material orgánico, que pueda afectar al hormigón; además no tener un diámetro mayor a 5mm.

2.2.3 Del Ripio

- 1) Al igual que la arena, puede ser obtenida de cualquier banco natural o por trituración de rocas; siempre y cuando estos se encuentren aprobados para su explotación.
- 2) También debe encontrarse limpia, libre tierra o cualquier tipo de material orgánico, que pueda afectar al hormigón; además tener una buena granulometría.

2.2.4 Del Agua

Debe ser limpia y no contener materia orgánica ni impurezas que afecten al diseño de la mezcla; en especial materiales o residuos químicos, ni aceite o grasas. El agua potable se considera adecuada para esto.

2.2.5 Del Acero

Al ser acero corrugado, debe cumplir para nuestro caso la norma INEN 102, para tener un buen desempeño en nuestro sistema.

2.3 Método de cálculo.

El método que se utiliza en el Sistema Prismo Resistente es la teoría elástica; y se detallará su uso y pasos en el diseño en cada uno de los elemento del sistema mostrado en los capítulos siguientes.

2.4 Características de la vivienda

Esta vivienda consta de 2 niveles los cuales se encuentran sobre el N+0.00 y N+2.70 cuya distribución se da de la siguiente forma:

- En la primera planta se encuentra: la cocina, el estudio, el comedor y la sala.
- En la segunda planta: 1 dormitorio master y 3 dormitorios normales
- También se observa que la última losa es inaccesible.

CAPITULO 3

Cálculo de la edificación

3.1 Generalidades

Este capítulo contiene la determinación, análisis de cargas, chequeo al punzonamiento y diseño de losas; para lo cual se realizara un armado nervado a 45° bidireccional, transformándola en cuadrada; así podemos tomar los coeficientes de diseño de la tabla de Löser con $L_x=L_y$, y se obtenga momentos bajos, por ende economía.¹

Se considera un panel de losa al área comprendida entre paredes, entre pared y viga pared, y entre vigas pared; entendiéndose por viga pared a la pared que se encuentra sobre la losa considerada, funcionando como viga.

3.2 Determinación de cargas

3.2.1 Cálculo de la diagonal promedio en cada losa.

Se realiza con este procedimiento.

- Identificar y señalar el contorno de cada una de las placas existentes en la losa.
- Trazar una diagonal a 45° , desde un vértice del panel considerado hasta el límite del otro panel.
- La diagonal promedio se calcula con la siguiente fórmula.

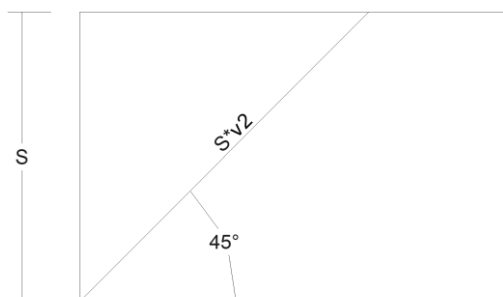


Figura 1: Diagonal Promedio

¹ No se utiliza los métodos de diseño del ACI, debido a que estos métodos necesitan que los tableros sean rectangulares y ortogonales a sus lados.

$$D_p = \frac{\sum Si * \sqrt{2}}{N_i} \quad D_i = Si * \sqrt{2}$$

Donde:

D_p = diagonal promedio.

D_i = diagonal de cada tablero.

N_i = Numero de diagonales.

Si = Longitud del lado corto del tablero.

Tabla 1: Diagonales Promedios de las Losas

N+			2.70		
Tablero	Si	Di	Tablero	Si	Di
Nº	m	m	Nº	m	m
1	3.00	4.24	13	3.00	4.24
2	0.50	0.71	14	3.00	4.24
3	3.00	4.24	15	1.40	1.98
4	1.40	1.98	16	3.50	4.95
5	3.50	4.95	17	1.70	2.40
6	1.70	2.40	18	1.70	2.40
7	1.70	2.40	19	2.70	3.82
8	2.00	2.83	20	2.20	3.11
9	0.60	0.85	21	0.40	0.57
10	0.80	1.13			
11	2.00	2.83			
12	1.50	2.12			
Dp=		2.56	Dp=		3.08

3.2.2 Calculo de la altura económica.

Espesores tentativos recomendados de losas planas

Tabla 2: Espesor de losa en función de las luces

Luces hasta de (m)	Espesor	Observaciones
5.5	0.25	Depende de las cargas

Tabla 3: Espesor de losa en función del número de pisos

No de pisos	Espesor minimo a usarse	Observaciones
hasta 5 pisos	0.2	Independientemente de las luces que se tenga

Según las características de la vivienda, se eligen los valores de las tablas anteriores; y de estas, se toma el mayor; en nuestro caso:

$$t = 0.25m$$

Luego de determinar las cargas con este espesor de losa, se procede a verificar el prediseño, tomando en cuenta la mayor carga³ y la diagonal mayor de la losa⁴.

$$L = 4.95m \text{ (Diagonal mayor)}$$

$$w_t = 0.602t.m$$

$$b = 1m \text{ (Ancho cooperante)}$$

$$M = \frac{w_t * L^2}{8} = \frac{0.602 * 4.95^2}{8} = 1.844t.m$$

$$F_s = 40\%f_y = 1680kg/cm^2$$

$$F_c = 45\%f'_c = 94.5kg/cm^2$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

$$E_c = 15200\sqrt{210} = 218819.789kg/cm^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{218819.789} = 9.6$$

Siempre q $n > 6$, se toma el entero más cercano

$$n = 10$$

$$k = \frac{n * F_c}{F_s + n * F_c} = \frac{10 * 94.5}{1680 + 10 * 94.5} = 0.36$$

² Tablas tomadas de: Recopilación de Información para el Estudio y Diseño de Estructuras en Función de Resistir Fuerzas Sísmicas. Ing. CHILUISA O. José. (Pag. 22)

³ Véase la determinación de cargas en el numeral 3.2.3 de este capítulo. (Pág. 17)

⁴ Véase la determinación de diagonales en el numeral 3.2.1 de este capítulo. (Pág. 12)

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.36}{3} = 0.88$$

$$R = \frac{F_c * j * k}{2} = \frac{94.5 * 0.88 * 0.32}{2} = 14.969 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M}{R * b}} = \sqrt{\frac{1.855 * 10^5}{14.969 * 100}} = 11 \text{ cm}$$

$$d_{ex} = 24 - 4 = 21 \text{ cm}$$

Comparación

d_{min} vs d_{ex}

$$11 \text{ cm} < 21 \text{ cm}$$

El prediseño es más que satisfactorio; se acepta el espesor de losa.

$$t = 0.25 \text{ m}$$

3.2.3 Cálculo de las cargas totales por m² de losa.

La carga muerta en estas losas de altura constante, se la realiza tomando en cuenta las dimensiones del alivianamiento y la carpeta sometida a compresión, considerando una superficie de 0.90x0.90 m, como se indica a continuación.

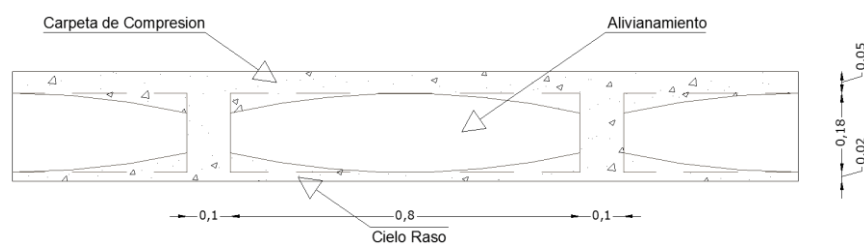


Figura 2: Corte en elevación de losa Prismo Resistente

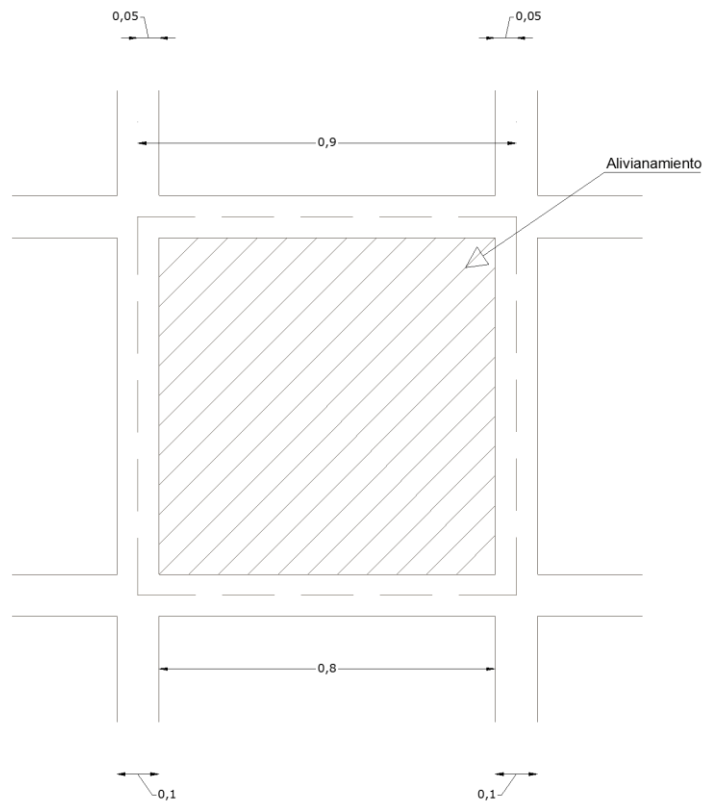


Figura 3: Corte en planta de losa Prismo Resistente

$Pp = \text{Volumen} \times \text{peso específico del hormigón}$

$$Pp \text{ Nervios} = \{ [2(0.05m \times 0.9m) + 2(0.05m \times 0.8m)] 0.18m \} \times 2.4 \frac{t}{m^3}$$

$$Pp \text{ Nervios} = 0.0734t$$

$$Pp \text{ Cielo Falso} = (0.02m \times 0.9m \times 0.9m) \times 2.0 \frac{t}{m^3}$$

$$Pp \text{ Cielo Falso} = 0.0324t$$

$$Pp \text{ Carpeta de Compresión} = (0.05m \times 0.9m \times 0.9m) \times 2.4 \frac{t}{m^3}$$

$$Pp \text{ Carpeta de Compresión} = 0.097t$$

$Pp \text{ Hormigón de Ap} = \text{Peso propio del hormigón exterior del burbujón en el rectángulo considerado para el cálculo.}$

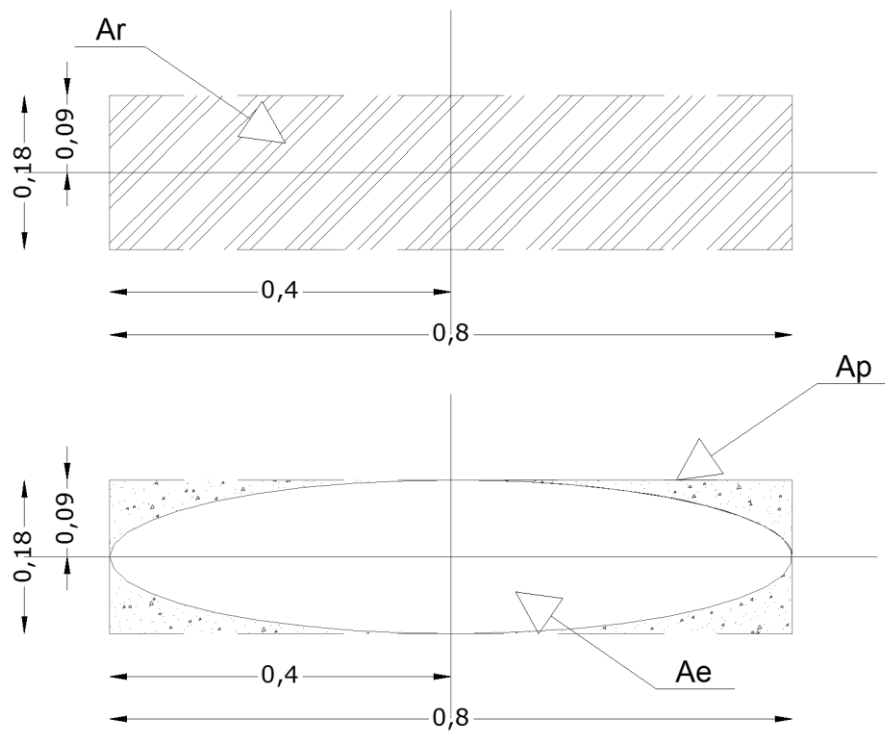


Figura 4: Volúmen del burbujon

$$Ap = Ar - Ae$$

Ae = Área elíptica.

Ar = Área del rectángulo considerada para el cálculo.

Ap = Área exterior a la elipse en el rectángulo de cálculo.

$$Ap = (0.18m \times 0.80m) - \pi \times 0.09m \times 0.40m$$

$$Ap = 0.0309m^2$$

$$Vp = Ap \times L$$

Donde:

Vp = Volumen exterior a la elipse en el rectángulo de cálculo.

L = Longitud del burujón.

$$Vp = 0.0309m^2 \times 0.8m$$

$$Vp = 0.0247m^3$$

$$Pp \text{ Hormigon de } Ap = 0.0247m^3 \times 2.4 \frac{t}{m^3}$$

$$Pp \text{ Hormigon de } Ap = 0.0593t$$

Pp Burbujón = Peso Propio del Hormigón

$$Volumen \text{ del Burbujón} = Vb = Vr - Vp$$

$$Vr = 0.80m \times 0.8m \times 0.18m$$

$$Vr = 0.1152m^3$$

$$Vb = 0.1152m^3 - 0.0247m^3$$

$$Vb = 0.0905m^3$$

$$Pp \text{ Burbujón} = 0.0905m^3 \times 0.2 \frac{t}{m^3}$$

$$Pp \text{ Burbujón} = 0.0181t$$

Tabla 4: Cargas t/(0.81m²)

Carga Muerta en A = 0.90 x 0.90 = 0,81 m ²		
Pp nervios	$= (0.05 \times (0.9 \times 2 + 0.8 \times 2) \times 0.18) m^3 \times 2.4 t/m^3 =$	0.0734 t
Pp cielo raso	$= (0.02 \times 0.9 \times 0.9) m^3 \times 2 t/m^3 =$	0.0324 t
Pp carpeta de compresión	$= (0.05 \times 0.9 \times 0.9) m^3 \times 2.4 t/m^3 =$	0.0972 t
Pp hormigon de Ap*	$= 0.0247 m^3 \times 2.4 t/m^3 =$	0.0593 t
Pp burbujon de alivianamiento**	$= 1 \times (0.0905) m^3 \times 0.2 t/m^3 =$	0.0181 t
Peso total		0.2804 t
Peso de las instalaciones		0.0048 t
Carga Muerta		0.2850 t/(0.81m²)

Entonces la Carga Muerta Total/ m² será:

$$\frac{0.81m^2}{1m^2} \Rightarrow \frac{0.285t/m^2}{W = Carga \text{ muerta}/m^2}$$

$$W = \frac{1m^2 \times 0.285t/m^2}{0.81m^2} = 0.352t/m^2$$

Para la carga viva según las normas del método será:

$$CV \text{ Losa de vivienda} = 0.25 t/m^2$$

$$CV \text{ Losa de cubierta} = 0.10 t/m^2$$

3.3 Diseño de Losas

3.3.1 Determinación de Momentos y diseño de losas

Para esto se considera 6 tipos de cálculo de momentos en cada uno de los paneles que conforman la estructura según consta en las tablas de B. Löser⁵; separados de la siguiente manera:

- I. Losa de 4 bordes discontinuos.



$$M = \frac{PL^2}{8}$$

- II. Losa de 1 borde continuo y 3 discontinuos.



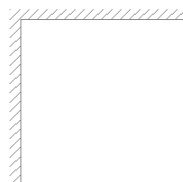
$$M = \frac{PL^2}{29}$$

- III. Losa de 2 bordes continuos paralelos y 2 discontinuos



$$M = \frac{PL^2}{37}$$

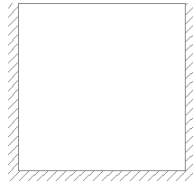
- IV. Losa de esquina, esta tiene 2 bordes continuos y 2 discontinuos.



$$M = \frac{PL^2}{37}$$

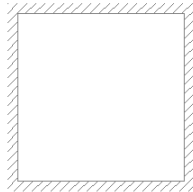
- V. Losa de borde, esta tiene 3 bordes continuos y 1 discontinuo.

⁵ Hormigón Armado métodos de calculo y dimensionamiento con tablas y ejemplos numéricos. BENNO Löser. (Pág. 289)



$$M = \frac{PL^2}{44}$$

VI. Losa central, esta tiene 4 bordes continuos.



$$M = \frac{PL^2}{55}$$

Donde:

$$P = CM + CV$$

L = Longitud correspondiente a la diagonal promedio

Entonces se procede a calcular el acero de refuerzo

$$As^+ = \rho * b * d$$

Donde:

$$\rho = \frac{0.85 * f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 * f'c}} \right] \text{ (Cuantía del acero)}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\Phi * b * d^2}$$

M = momento correspondiente a cada tablero

b = ancho de franja unitaria de 1m

d = d económico = espesor de losa – recubrimiento (4 cm)

Entonces el acero de refuerzo negativo se calcula con la siguiente formula.

$$As^- = 2As^+$$

“El acero de refuerzo negativo es el doble del positivo, ya que el momento negativo, también es el doble con respecto al positivo”

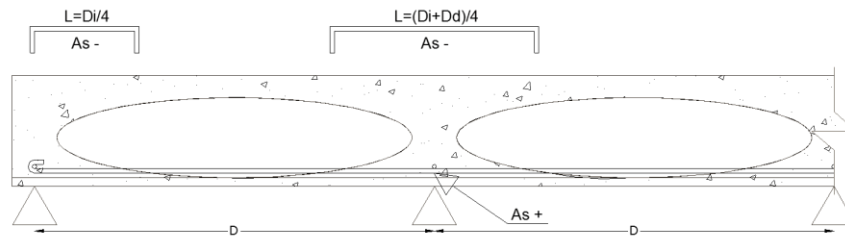


Figura 5: Distribución Acero positivo y negativo en losa

Entonces en la edificación a diseñar se tiene lo siguiente:

$$F_s = 40\%F_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

N+2.70m

$$P = 0.602 \text{ t/m}^2 \quad d = 21 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

Tabla 5: Acero a flexión en losa N+2.70m

Tablero	Tipo	Di m	Mu t.m	ρ	As+ cm ² /m	As- cm ² /m	Varillas + Tramos	Varillas - Apoyos
1	5	4.24	0.246	0.00016	0.336	0.672	1Φ10	1Φ10
2	6	0.71	0.006	0.00000	0.000	0.000	1Φ10	1Φ10
3	5	4.24	0.246	0.00016	0.336	0.672	1Φ10	1Φ10
4	5	1.98	0.054	0.00003	0.063	0.126	1Φ10	1Φ10
5	6	4.95	0.268	0.00017	0.357	0.714	1Φ10	1Φ10
6	4	2.40	0.094	0.00006	0.126	0.252	1Φ10	1Φ10
7	6	2.40	0.063	0.00004	0.084	0.168	1Φ10	1Φ10
8	2	2.83	0.166	0.00011	0.231	0.462	1Φ10	1Φ10
9	6	0.85	0.008	0.00001	0.021	0.042	1Φ10	1Φ10
10	6	1.13	0.014	0.00001	0.021	0.042	1Φ10	1Φ10
11	4	2.83	0.130	0.00008	0.168	0.336	1Φ10	1Φ10
12	5	2.12	0.061	0.00004	0.084	0.168	1Φ10	1Φ10

N+5.20m

$$P = 0.452 \text{ t/m}^2 \quad d = 21 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

Tabla 6: Acero a flexión en losa N+5.20m

Tablero	Tipo	Di	Mu	ρ	As+	As-	Varillas + Tramos	Varillas - Apoyos
		m	t.m		cm ² /m	cm ² /m		
13	5	4.24	0.246	0.00016	0.336	0.672	1Φ10	1Φ10
14	5	4.24	0.246	0.00016	0.336	0.672	1Φ10	1Φ10
15	6	1.98	0.043	0.00003	0.063	0.126	1Φ10	1Φ10
16	6	4.95	0.268	0.00017	0.357	0.714	1Φ10	1Φ10
17	4	2.40	0.094	0.00006	0.126	0.252	1Φ10	1Φ10
18	6	2.40	0.063	0.00004	0.084	0.168	1Φ10	1Φ10
19	6	3.82	0.160	0.00010	0.210	0.420	1Φ10	1Φ10
20	5	3.11	0.132	0.00008	0.168	0.336	1Φ10	1Φ10
21	2	0.57	0.007	0.00000	0.000	0.000	1Φ10	1Φ10

3.3.2 Determinación de corte y Punzonamiento

Chequeo al Corte en la Losa

Es realizado en el tablero que tiene una diagonal máxima con un ancho de $b_w = 1\text{m}$, la losa es considerada como una viga simplemente apoyada, en la cual se calcula el corte crítico a 15cm de los bordes de la losa; debido a que la sección de hormigón afectada por el corte es aquella que se encuentra entre el alivianamiento y el eje de apoyo.

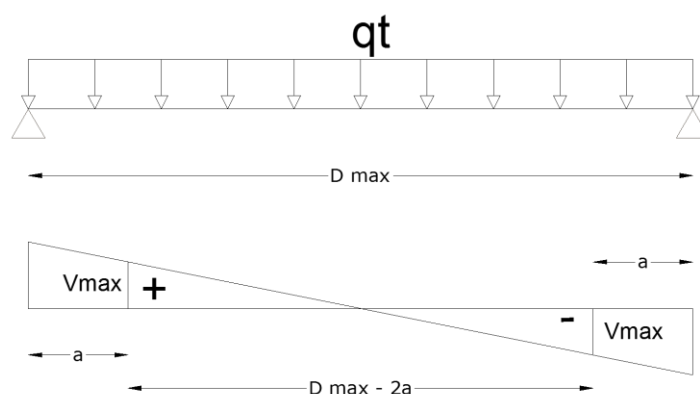


Figura 6: Diagrama de corte en losa

$$q_t = w_t * b_w$$

Donde:

$$w_t = CV + CM$$

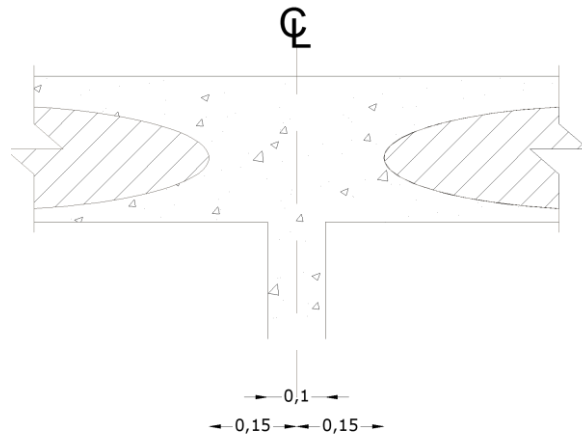


Figura 7: Corte en losa

$$V_{max} = \frac{q_t * (Dmin - 2a)}{2}$$

$$Dmin = \frac{2 * V_{adm}}{q_t} + 2a$$

$$V_{adm} = 0.292\sqrt{f'c} * bw * d$$

Si $D_i \leq Dmin$ no se requiere acero de refuerzo por corte.

Donde:

D_i = diagonal de cada tablero.

Si $Dmin \leq D_i \leq Dmax$, se requiere acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{V_{max} - V_{adm}}{f_s}$$

Donde:

A_s = Acero por corte

$N+ 2.70m$

$bw = 1m$

$a = 15cm$

Tabla 7: Acero al corte en losa N+2.70m

Tablero	qt t/m	Di m	d cm	Vadm t	Dmin m	Fs kg/cm ²	Vmax t	As cm ²	Varillas
1	0.602	4.24	21	1.324	4.699	1680	1.186	0	No Requiere
2		0.71						0	No Requiere
3		4.24						0	No Requiere
4		1.98						0	No Requiere
5		4.95						0.082	1Φ10
6		2.40						0	No Requiere
7		2.40						0	No Requiere
8		2.83						0	No Requiere
9		0.85						0	No Requiere
10		1.13						0	No Requiere
11		2.83						0	No Requiere
12		2.12						0	No Requiere

N+5.20m

$bw = 1\text{m}$

$a = 15\text{cm}$

Tabla 8: Acero al corte en losa N+5.20m

Tablero	qt t/m	Di m	d cm	Vadm t	Dmin m	Fs kg/cm ²	Vmax t	As cm ²	Varillas
13	0.452	4.24	21	1.324	6.158	1680	0.89	0	No Requiere
14		4.24						0	No Requiere
15		1.98						0	No Requiere
16		4.95						0	No Requiere
17		2.40						0	No Requiere
18		2.40						0	No Requiere
19		3.82						0	No Requiere
20		3.11						0	No Requiere
21		0.57						0	No Requiere

Chequeo al Punzonamiento

Cuando se chequea el Punzonamiento, se lo debe hacer con la pseudo columna, mas cargada de la ultima losa; es decir que tenga la mayor área cooperante.

$$V_{adm} = 0.3\sqrt{f'c}$$

Donde:

V_{adm} = corte permisible al punzonamiento

$$V_p = \frac{W}{b_o * d}$$

V_p = cortante al Punzonamiento

W = Carga actuante

$$W = W_t * A_{coop.}$$

b_o = Perímetro de corte

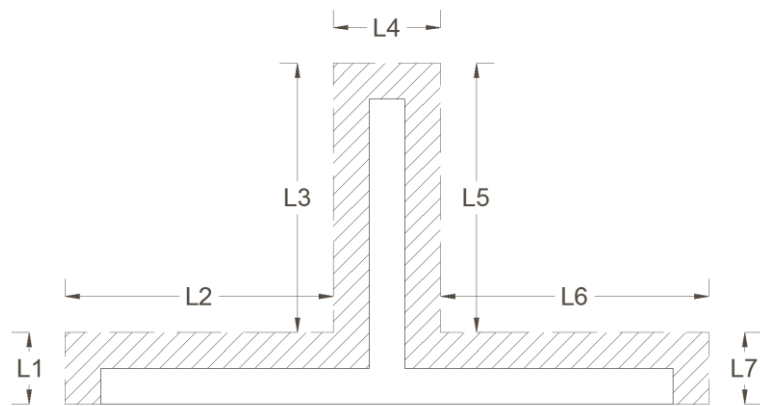


Figura 8: Esquema del perímetro de corte

$$b_o = L1 - L2 + L3 + L4 + L5 + L6 + L7$$

d = altura económica

Seudo columna E2

$$V_{adm} = 0.3\sqrt{210} = 4.347kg = 43.47$$

$$W_t = 0.452t/m^2$$

$$A_{coop} = 21.16m^2$$

$$W = 0.452 * 21.16 = 9.564t$$

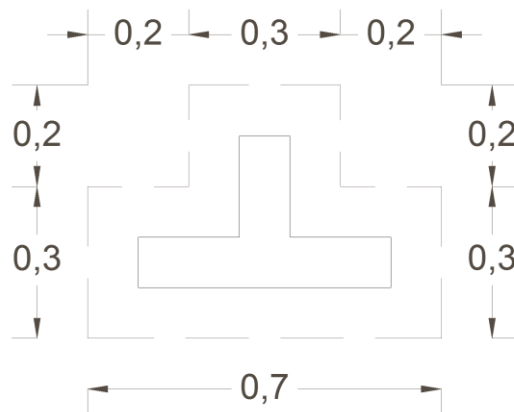


Figura 9: Perímetro de corte en la Seudo columna E2

$$b_o = 0.7 + 0.3 + 0.2 + 0.2 + 0.3 + 0.2 + 0.2 + 0.3 = 2.4m$$

$$d = 0.21m$$

$$V_p = \frac{9.564}{2.4 * 0.21} = 18.976$$

$$V_p < V_{adm}$$

$$18.976 < 43.47$$

Por lo tanto no existe problema con el Punzonamiento.

3.4 Diseño y construcción de modelos de Encofrados para Losas

3.4.1 En Madera

Datos:

Tabla 9: Dimensiones del tablero contrachapado

	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)
Tablero Contrachapado	120	1.5	33.75

$$\text{Esfuerzo de flexión } \sigma_f = 484kg/cm^2$$

Esfuerzo de corte $\tau = 67kg/cm^2$

Modulo de elasticidad $E = 86016kg/cm^2$

Determinación de cargas

Carga total/m² de losa = $0.352t/m^2 = 352kg/m^2$

Encofrado = $60kg/m^2$

Carga Viva = $400kg/m^2$

Carga Total Vertical (CTV) = $812kg/m^2$

Diseño del Tablero

Carga:

Ancho coop. = 1m

*$q = CTV * ancho\ cooperante$*

*$q = 812 * 1$*

$q = 812kg/m$

$q = 8.12kg/cm$

Análisis por flexión

-Momento flector máximo

$$M_a = \frac{q * L^2}{10}$$

-Momento resistente del tablero

$$M_s = \frac{\sigma_f * b * h^2}{6}$$

Igualando las expresiones y despejando L

$$L_f = \sqrt{\frac{10 * b * h^2 * \sigma_f}{6 * q}}$$

$$L_f = \sqrt{\frac{10 * 120 * 1.5^2 * 484}{6 * 8.12}}$$

$$L_f = 163.776cm$$

Análisis por corte

-Esfuerzo Cortante Máximo

$$V_{max} = \frac{5 * q * L}{8}$$

-Tensión Cortante

$$V = \frac{2 * \tau * b * h}{3}$$

Igualando y despejando L

$$L_c = \frac{16 * b * h * \tau}{15 * q}$$

$$L_c = \frac{16 * 120 * 1.5 * 67}{15 * 8.12}$$

$$L_c = 1584.236cm$$

Análisis por Deflexión

-Deflexión del tablero

$$\delta = \frac{0.0054 * q * L^4}{E * I}$$

-Deflexión permisible

$$\delta_{per} = \frac{L}{270}$$

Igualando ecuaciones y despejando L, se tiene:

$$L_d = \sqrt[3]{\frac{E * I}{0.0054 * 270 * q}}$$

$$L_d = \sqrt[3]{\frac{E * I}{0.0054 * 270 * q}}$$

$$L_d = 62.539cm$$

En resumen

$$L_f = 163.776cm$$

$$L_c = 1584.236cm$$

$$L_d = 62.539cm \text{ (Mínimo)}$$

Puesto que en el cálculo de encofrados para paredes, se halló L necesario mucho menor; entonces:

$$L_{adop} = 30cm$$

Espaciamiento entre puntales

Datos:

Tabla 10: Dimensiones de los travesaños

	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)
Travesaños	4	8	170.7

Esfuerzo de flexión $\sigma_f = 100 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de corte $\tau = 11 \text{ kg/cm}^2$

Modulo de elasticidad $E = 55000 \text{ kg/cm}^2$

Cargas

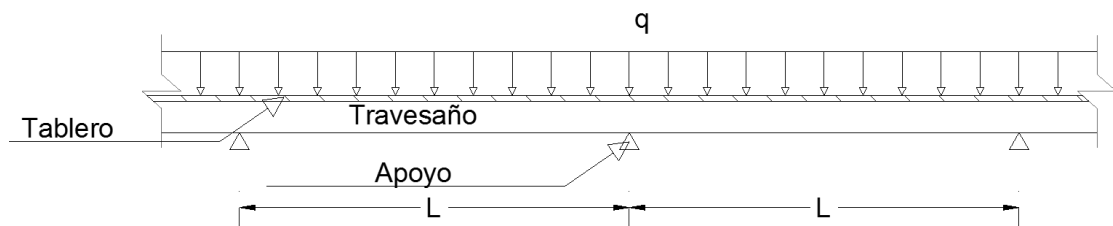


Figura 10: Esquema de carga sobre el encofrado horizontal

Ancho coop. = 0.3m

$q = CTV \cdot \text{ancho cooperante}$

$q = 812 \cdot 0.3$

$q = 243.6 \text{ kg/m}$

$q = 2.436 \text{ kg/cm}$

Análisis por flexión

-Momento flector máximo

$$M_a = \frac{q * L^2}{10} = \frac{2.436 * L^2}{10}$$

$$M_a = 0.244L^2$$

-Momento resistente del travesaño

$$M_s = \frac{\sigma_f * b * h^2}{6} = \frac{100 * 4 * 8^2}{6}$$

$$M_s = 4266.667kg.cm$$

Igualando las expresiones y despejando L

$$0.244L^2 = 4266.667$$

$$L_f = 132.236cm$$

Análisis por corte

-Esfuerzo Cortante Máximo sobre los travesaños verticales

$$V_{max} = \frac{5 * q * L}{8} = \frac{5 * 2.436 * L}{8}$$

$$V_{max} = 1.523L$$

-Tensión Cortante

$$V = \frac{2 * \tau * b * h}{3} = \frac{2 * 11 * 4 * 8}{3}$$

$$V = 234.667kg$$

Igualando y despejando L

$$1.523L = 234.667$$

$$L = 154.082cm$$

El valor L obtenido es la luz libre de los travesaños; la separación entre ejes de estos, teniendo un espesor de 4cm será:

$$L = 154.082 + 4 = 158.082m$$

Análisis por Deflexión

-Deflexión del tablero

$$\delta = \frac{0.0054 * q * L^4}{E * I}$$

-Deflexión permisible

$$\delta_{per} = \frac{L}{270}$$

Igualando ecuaciones y despejando L, se tiene:

$$L_d = \sqrt[3]{\frac{E * I}{0.0054 * 270 * q}} = \sqrt[3]{\frac{55000 * 170.667}{0.0054 * 270 * 2.436}}$$

$$L_d = 138.289cm$$

En resumen

$$L_d = 132.236cm$$

$$L_d = 158.082cm$$

$$L_d = 138.289cm$$

Con estos resultados la elección para la separación entre puntales sería 130cm; pero como predispusimos una distancia entre puntales de 80cm, la que cumple perfectamente con las solicitudes flexión tendremos:

$$L_{adop} = 80cm$$

Torre

Diseño de puntales

Datos

Puesto que el tablero diseñado es cuadrado; y se impuso un $L=1.5m$, se tendrá.

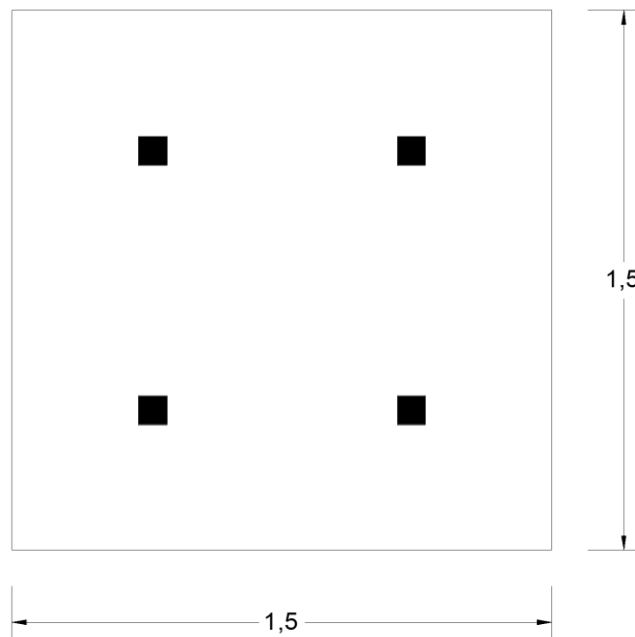


Figura 11: Modulo de encofrado para losas en madera

Nº puntales = 4

Dimensiones:

Tabla 11: Dimensiones de los puntales

	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	I (cm ⁴)
Puntal	6	6	36	108

Esfuerzos de trabajo:

$$\text{Esfuerzo de compresión } \sigma_f = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo de elasticidad } E = 55000 \text{ kg/cm}^2$$

Longitud del puntal

Sabiendo que:

$$H_{\text{entrepiso}} = 225 \text{ cm}$$

$$h_{\text{tablero}} = 1.5 \text{ cm}$$

$$h_{\text{travesaños}} = 8 \text{ cm}$$

$$h_{\text{separador}} = 10 \text{ cm}$$

$$L_p = \frac{H_{\text{entrepiso}} - h_{\text{tablero}} - h_{\text{travesaños}} - h_{\text{separador}}}{2}$$

$$L_p = \frac{225 - 1.5 - 8 - 10}{2} = 102.73 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.0273 \text{ m}$$

$$\text{Área Coop.} = \frac{1.5^2}{4} = 0.563 \text{ m}^2$$

$$P_p = CVT * \text{Area Cooperante}$$

$$P_p = 812 * 0.563$$

$$P_p = 457.156 \text{ kg}$$

Longitud Efectiva

$$K = 1.2 \quad ({}^6)$$

$$L_e = K * L_p = 1.2 * 1.0275$$

$$L_e = 1.233m$$

Cálculo de la Esbeltez

$$\lambda = \frac{L_e}{d}$$

Siendo d la dimensión de la sección transversal en la dirección considerada; pero como la sección es cuadrada $b = h$

$$\lambda = \frac{L_e}{h} = \frac{1.233}{0.06}$$

$$\lambda = 20.55$$

Tipo de columna

$$C_k = 0.7025 \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}} = 0.7025 \sqrt{\frac{55000}{80}}$$

$$C_k = 18.42$$

Comparación

$$C_k < \lambda < 50$$

$$18.42 < 20.55 < 50$$

Entonces se resuelve como una columna larga

⁶Valor tomado de la tabla de longitudes efectivas del libro Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino. Junta del Acuerdo de Cartagena. (Pág. 9-4)

Cálculo de Carga Admisible

$$P_{adm} = 0.329 * \frac{E * A}{\lambda^2} = 0.329 * \frac{55000 * 36}{20.55^2}$$

$$P_{adm} = 1542.544kg$$

Comparación

$$P_{adm} > P_p$$

$$1542.544kg > 457.156kg$$

Se acepta el diseño

3.4.2 En Metal

Con el fin de reducir el peso en los encofrados, para poder brindar un mejor transporte, colocación y desarme; el tablero seguirá siendo de madera y conservará las características del diseño anterior.

Datos

$$\text{Esfuerzo de compresión } f_y = 2400kg/cm^2 = 34.126klb/plg^2$$

$$\text{Modulo de elasticidad } E = 2100000kg/cm^2$$

Determinación de cargas

$$\text{Carga total}/m^2 \text{ de losa} = 0.352t/m^2 = 352kg/m^2$$

$$\text{Encofrado} = 60kg/m^2 (^7)$$

$$\text{Carga Viva} = 400kg/m^2$$

⁷ Según el GPE INEN 016 varía de 30-75 kg/m²

$$\text{Carga Total Vertical (CTV)} = 812 \text{ kg/m}^2$$

Observamos que la carga para cada vigueta, se encuentra distribuida en una banda de 0.75m

De esta manera tenemos que la carga distribuida para cada vigueta es:

$$q = 812 * 0.75 = 609 \text{ kg/m}$$

$$L_{vi} = 1.5 \text{ m (Longitud de la vigueta)}$$

$$L_t = 0.8 \text{ m (Longitud de la torre que hace contacto con el encofrado)}$$

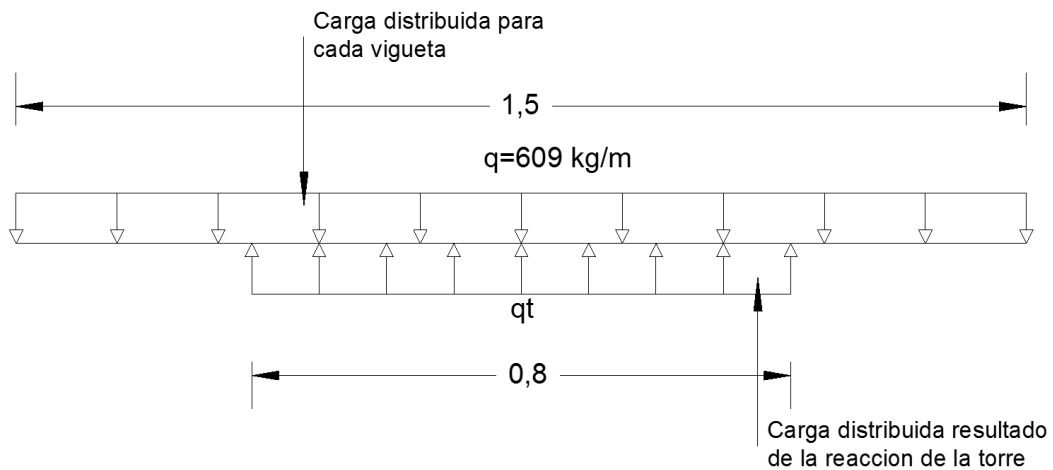


Figura 12: Esquemas de carga en la torre

Al tener una torre en la parte inferior del encofrado se debe obtener su reacción:

$$\sum Fy = 0$$

$$qt = 1141.875 \text{ kg/m}$$

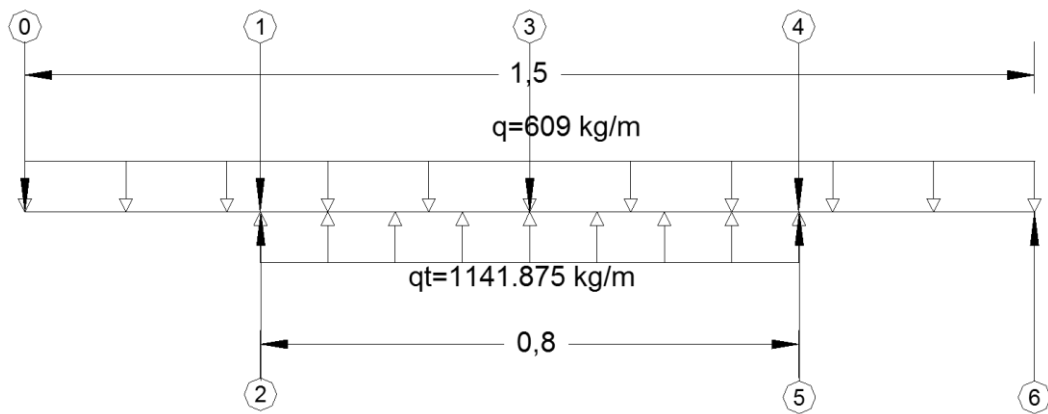


Figura 13: Cargas en la torre

Una vez obtenida esta carga se pasa a determinar los cortantes

$$V_0 = 0$$

$$V_1 = -609 \cdot (1.5 - 0.8) / 2 = -213.15 \text{ kg}$$

$$V_2 = -609 \cdot (1.5 - 0.8) / 2 = -213.15 \text{ kg}$$

$$V_3 = -609 \cdot (1.5 / 2) + 1141.875 \cdot (0.8 / 2) = 0$$

$$V_4 = -609 \cdot (1.5 - (1.5 - 0.8) / 2) + 1141.875 \cdot 0.8 = 213.15 \text{ kg}$$

$$V_5 = -609 \cdot (1.5 - (1.5 - 0.8) / 2) + 1141.875 \cdot 0.8 = 213.15 \text{ kg}$$

$$V_6 = -609 \cdot 1.5 + 1141.875 \cdot 0.8 = 0$$

Ahora determinamos los momentos en cada punto.

$$M_0 = 0$$

$$M_1 = -609 \cdot (1.5 - 0.8) / 2 \cdot (1.5 - 0.8) / 4 = 37.301 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = -609 \cdot (1.5 - 0.8) / 2 \cdot (1.5 - 0.8) / 4 = -37.301 \text{ kg.m}$$

$$M_3 = -609 \cdot (1.5 / 2) \cdot (1.5 / 4) + 1141.875 \cdot (0.8 / 2) \cdot (0.8 / 4) = -79.931 \text{ kg.m}$$

$$M_4 = -609 \cdot (1.5 - (1.5 - 0.8) / 2) \cdot (1.5 - (1.5 - 0.8) / 2) / 2 + 1141.875 \cdot 0.8 \cdot 0.8 / 2$$

$$M_4 = -37.301 \text{ kg.m}$$

$$M_5 = -609 \cdot (1.5 - (1.5 - 0.8) / 2) \cdot (1.5 - (1.5 - 0.8) / 2) / 2 + 1141.875 \cdot 0.8 \cdot 0.8 / 2$$

$$M_5 = -37.301 \text{ kg.m}$$

$$M_6 = -609 \cdot 1.5 \cdot 1.5/2 + 1141.875 \cdot 0.8 \cdot ((1.5-0.8)/2 + 0.8/2) = 0$$

$$M_{max} = 79.931 \text{ kg.m} = 6.936 \text{ klb.plg}$$

$$V_{max} = 213.15 \text{ kg} = 0.47 \text{ klb}$$

Determinación de Inercia

Datos

Angular

$$L = 0.04 \text{ m} = 1.574803 \text{ plg}$$

$$e = 0.003 \text{ m} = 0.11811 \text{ plg}$$

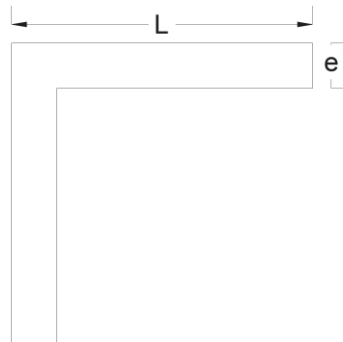


Figura 14: Sección Transversal del angular

Barra

$$\Phi = 3/8" = 0.009525 \text{ m}$$

Altura Impuesta de Vigüeta

$$h = 0.05 \text{ m} = 1.968504 \text{ plg}$$

Para el Angular

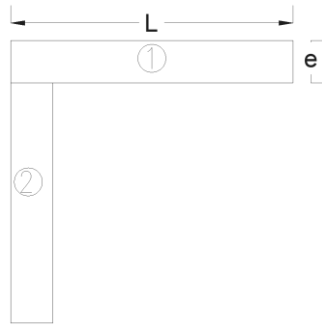


Figura 15: angular dividido en 2 cuerpos

$$I_{xx_1} = \frac{L * e^3}{12} = \frac{1.574803 * 0.11811^3}{12} = 0.000216 \text{plg}^4$$

$$a_1 = L * e = 1.574803 * 0.11811 = 0.186 \text{plg}^2$$

$$x_1 = L/2 = 1.574803/2 = 0.787402 \text{plg}$$

$$y_1 = L - \frac{e}{2} = 1.574803 - \frac{0.11811}{2} = 1.515748 \text{plg}$$

$$I_{yy_1} = \frac{e * L^3}{12} = \frac{0.11811 * 1.574803^3}{12} = 0.03844 \text{plg}^4$$

$$I_{xx_2} = \frac{e * (L - e)^3}{12} = \frac{0.11811 * (1.574803 - 0.11811)^3}{12} = 0.030424 \text{plg}^4$$

$$a_2 = e * (L - e) = 0.11811 * (1.574803 - 0.11811) = 0.17205 \text{plg}^2$$

$$x_2 = e/2 = 0.11811/2 = 0.059055 \text{plg}$$

$$y_2 = \frac{(L - e)}{2} = \frac{(1.574803 - 0.11811)}{2} = 0.728347 \text{plg}$$

$$I_{yy_2} = \frac{(L - e) * e^3}{12} = \frac{(1.574803 - 0.11811) * 0.11811^3}{12} = 0.0002 \text{plg}^4$$

Tabla 12: Determinación de c en el angular

Elementos	ai	(xi) ⁻	(yi) ⁻	ai*(xi) ⁻	ai*(yi) ⁻	$x_{c_1} = \frac{\sum ai * \bar{x}_i}{A}; y_{c_1} = \frac{\sum ai * \bar{y}_i}{A}$		
1	2	3	4	5=2x3	6=2x4	7		
1	0.186	0.787402	1.515748	0.14646	0.28193	xc1=	0.15662/0.35805=	0.437
2	0.17205	0.059055	0.728347	0.01016	0.12531	yc1=	0.40724/0.35805=	1.137
Σ	0.35805			0.15662	0.40724			

Tabla 13: Determinación de I en el angular

I(xxi) ⁻ lo	d _{yi}	d _{yi} ²	ai d _{yi} ²	I(xx) ⁻	I(yyi) ⁻ lo	d _{xi}	d _{xi} ²	ai d _{xi} ²	I(yy) ⁻
8	9	10	11=2x10	12	13	14	15	16=2x15	17
0.000216	0.378748	0.143	0.027	0.027216	0.03844	0.3504015	0.123	0.023	0.06144
0.030424	-0.4086535	0.167	0.029	0.059424	0.0002	-0.377945	0.143	0.025	0.0252
Σ				0.08664					0.08664

Para la vigueta se tendrá

Para la barra

$$I_{xx_{cir}} = \frac{\pi \phi^4}{4} = \frac{\pi * 0.375^4}{4} = 0.015532 \text{plg}^4$$

$$A_{cir} = \pi \phi^2 = \pi * 0.375^2 = 0.441786 \text{plg}^2$$

$$y_{cir} = \phi/2 = 1/5 \text{plg}$$

$$x_{cir} = \phi/2 = 1/5 \text{plg}$$

Sección Transversal (plg)

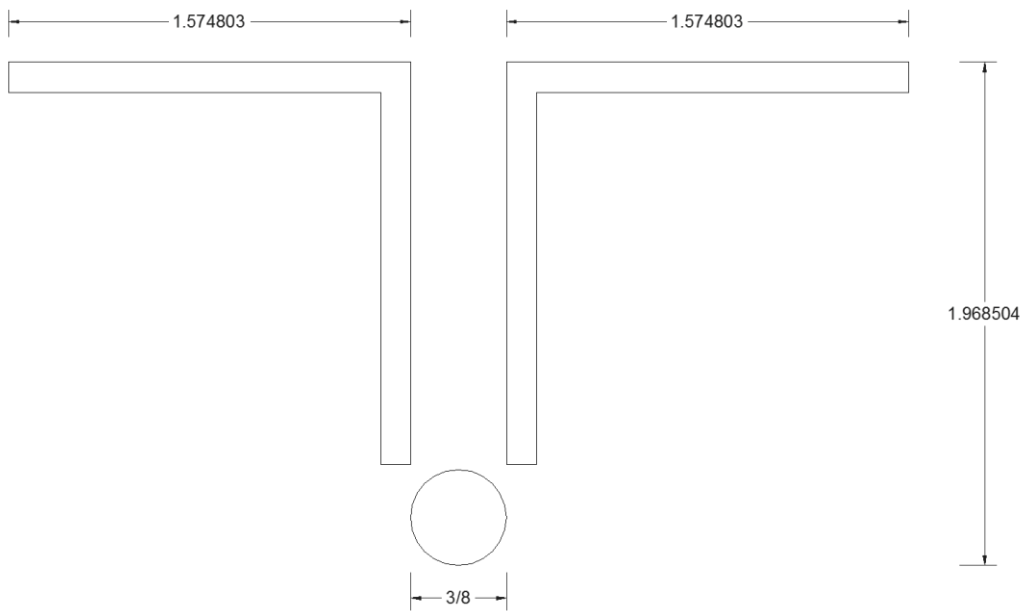


Figura 16: Sección transversal de la viga

Tabla 14: Determinación de c en vigueta

Elementos	ai	(xi) ⁻	(yi) ⁻	ai*(xi) ⁻	ai*(yi) ⁻	$x_c = \frac{\sum ai*\bar{x}_i}{A}; y_c = \frac{\sum ai*\bar{y}_i}{A}$	
1	2	3	4	5=2x3	6=2x4	7	
Lder	0.35805	0.6245	0.831504	0.2236	0.29772	xc= 0/0.7171=	0
Lizq	0.35805	-0.6245	0.831504	-0.2236	0.29772	yc= 0.59563/0.7171=	0.831
Bc	0.001	0	0.1875	0	0.00019		
Σ	0.7171			0	0.59563		

Tabla 15: Determinación de I en vigueta

$I(xxi) \approx I_o$	dy_i	dy_i^2	$ai \ dy_i^2$	$I(xx) \approx I_o$	$I(yyi) \approx I_o$	dx_i	dx_i^2	$ai \ dx_i^2$	$I(yy) \approx I_o$
8	9	10	11=2x10	12	13	14	15	16=2x15	17
0.08664	0.699701	0.49	0.175	0.26164	0.08664	0.625	0.39	0.14	0.22664
0.08664	0.699701	0.49	0.175	0.26164	0.08664	-0.62	0.39	0.14	0.22664
0.015532	-0.6435	0.414	0	0.015532	0.01553	0	0	0	0.015532
Σ				0.538812					0.468812

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{0.538812}{0.7171}} = 0.867 \text{ plg}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0.468812}{0.7171}} = 0.809 \text{ plg}$$

Módulo de sección

$$S_{ex} = \frac{I}{c} = \frac{0.538812}{0.831} = 0.648 \text{ plg}^3$$

Esfuerzo de flexión

$$\sigma_f = 0.6 * F_y = 0.6 * 34.126$$

$$\sigma_f = 20.476 \text{ klb/plg}^2$$

Solicitación

$$S_{min} = \frac{M}{\sigma} = \frac{6.936}{20.476} = 0.339 \text{ plg}^3$$

Comparación

$$S_{ex} > S_{min}$$

$$0.648 \text{ plg}^3 > 0.339 \text{ plg}^3$$

Entonces se acepta el diseño.

Ahora se comprueba aumentando la carga de la vigueta:

Angular 1.813kg/m (Peso por metro lineal)

Varilla 0.617kg/m (Peso por metro lineal)

Por Ser 2 angulares se tiene

$$q_a = 1.813 \cdot 2 = 1.742 \text{ kg/m}$$

Pero como es una varilla en forma de celosía no podemos utilizar este peso/m así que lo recalculamos. Teniendo una distancia total de la barra igual a 3.5m

$$p_v = 3.5 \cdot 0.617 = 2.16 \text{ kg}$$

Y se lo divide para 1.5 m para sacar el peso/m

$$q_v = 2.16 / 1.5 = 1.44 \text{ kg/m}$$

Entonces resulta que la carga distribuida del encofrado y la losa es:

$$qT = 609 + 3.626 + 2.16 = 614.786 \text{ kg/m}$$

Y entonces se vuelve a determinar los momentos y cortantes

$L_{vi} = 1.5 \text{ m}$ (Longitud de la vigueta)

$L_t = 0.8 \text{ m}$ (Longitud de la torre que hace contacto con el encofrado)

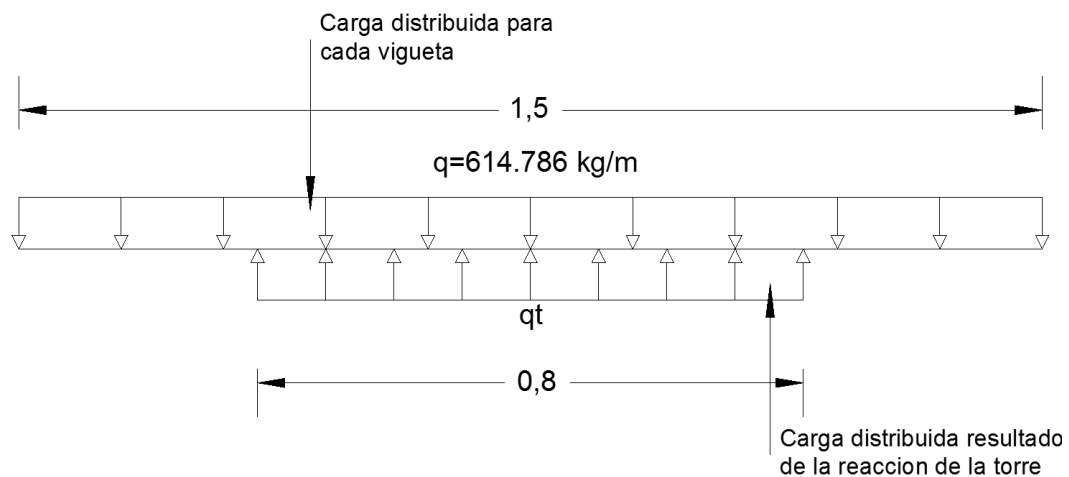


Figura 17: Comprobación, esquema de cargas en la torre

$$\sum F_y = 0$$

$$q_t = 624.786 \cdot 1.5 / 0.8 = 1152.724 \text{ kg/m}$$

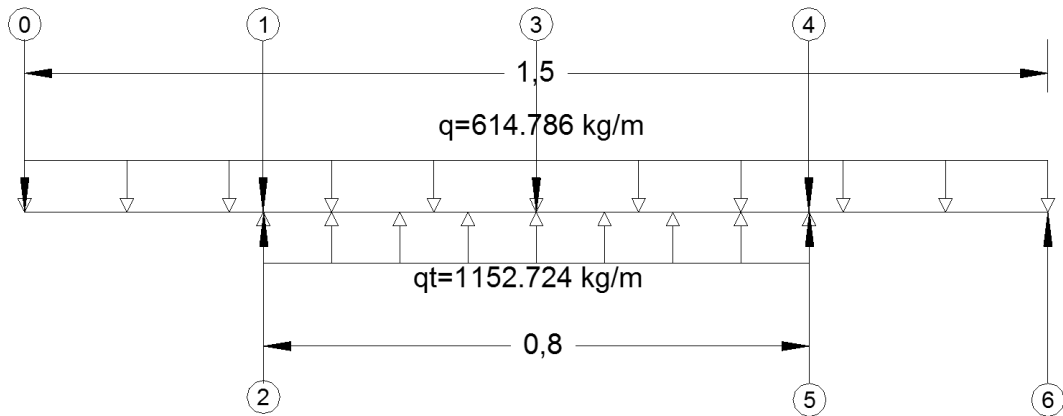


Figura 18: Comprobación, cargas en la torre

Una vez obtenida esta carga pasamos a determinas los cortantes

$$V_0 = 0$$

$$V_1 = -614.786 \cdot (1.5 - 0.8) / 2 = -215.175 \text{ kg}$$

$$V_2 = -614.786 \cdot (1.5 - 0.8) / 2 = -215.175 \text{ kg}$$

$$V_3 = -614.786 \cdot (1.5 / 2) + 1152.724 \cdot (0.8 / 2) = 0$$

$$V_4 = -614.786 \cdot (1.5 - (1.5 - 0.8) / 2) + 1152.724 \cdot 0.8 = 215.175 \text{ kg}$$

$$V_5 = -614.786 \cdot (1.5 - (1.5 - 0.8) / 2) + 1152.724 \cdot 0.8 = 215.175 \text{ kg}$$

$$V_6 = -614.786 \cdot 1.5 + 1152.724 \cdot 0.8 = 0$$

Ahora determinamos los momentos en cada punto.

$$M_0 = 0$$

$$M_1 = -614.786 \cdot (1.5 - 0.8) / 2 \cdot (1.5 - 0.8) / 4 = -37.656 \text{ kg}$$

$$M_2 = -614.786 \cdot (1.5 - 0.8) / 2 \cdot (1.5 - 0.8) / 4 = -37.656 \text{ kg}$$

$$M_3 = -614.786 \cdot (1.5 / 2) \cdot (1.5 / 4) + 1152.724 \cdot (0.8 / 2) \cdot (0.8 / 4)$$

$$M_3 = -80.691 \text{ kg}$$

$$M_4 = -614.786 \cdot (1.5 - (1.5 - 0.8) / 2) \cdot (1.5 - (1.5 - 0.8) / 2) / 2 + 1152.724 \cdot 0.8 \cdot 0.8 / 2$$

$$M_4 = -37.656 \text{ kg}$$

$$M_5 = -614.786 * (1.5 - (1.5 - 0.8)/2) * (1.5 - (1.5 - 0.8)/2)/2 + 1152.724 * 0.8 * 0.8/2$$

$$M_5 = -37.656 \text{ kg}$$

$$M_6 = -614.786 * 1.5 * 1.5/2 + 1152.724 * 0.8 * ((1.5 - 0.8)/2 + 0.8/2) = 0$$

$$M_{max} = 80.691 \text{ kg.m} = 7.002 \text{ klb.plg}$$

$$V_{max} = 215.175 \text{ kg} = 474.246 \text{ lb}$$

De esta manera el nuevo resultado es:

$$S_{min} = \frac{M}{\sigma} = \frac{7.002}{20.476} = 0.342 \text{ plg}^3$$

Comparación

$$S_{ex} > S_{ex}$$

$$0.648 \text{ plg}^3 > 0.339 \text{ plg}^3$$

Entonces se acepta el diseño

Torre

Datos

La carga que recibirá la torre, será la suma de la carga sobre el encofrado mas la carga del encofrado

$$P = 812 * 1.5 * 1.5 = 1827 \text{ kg}$$

$$P_v = 2.16 * 4 = 8.64 \text{ kg}$$

$$P_t = 1827 + 8.64 = 1835.64 \text{ kg}$$

Dado que la torre tiene cuatro columnas (puntales), entonces la carga para cada una será:

$$P_c = \frac{Pt}{4} = \frac{1835.64}{4} = 458.91kg = 1.011klb$$

$$A_r = \frac{P_c}{\sigma_{imp}} = \frac{1.011}{20.476} = 0.049plg^2 = 0.316cm^2$$

Para un tubular de 3/4"

$$t = 0.15 \text{ cm}$$

$$\Phi_{ex} = 1.905 \text{ cm}$$

$$\Phi_{int} = 1.755 \text{ cm}$$

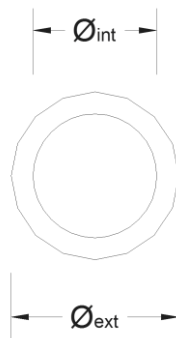


Figura 19: Sección transversal del puntal metálico

$$A = \frac{\pi}{4} (\Phi_{ex}^2 - \Phi_{int}^2) = \frac{\pi}{4} (1.905^2 - 1.755^2) = 0.431cm^2$$

Esta área es mayor que la requerida, entonces es satisfactorio el diseño.

Al ser un tubular se requiere verificar si tendrá falla local

$$\frac{\Phi_{ex}}{t} \leq \left(\frac{\Phi_{ex}}{t} \right)_{lim} = \frac{3300}{F_y}$$

Para lo cual se necesita transformar las unidades en klb/plg²

$$f_y = 34.126 \text{ klb/plg}^2$$

$$t = 0.059 \text{ plg}$$

$$\Phi_{ex} = 0.75 \text{ plg}$$



Figura 20: Sección transversal del puntal

$$\frac{\Phi_{ex}}{t} = \frac{0.75}{0.059} = 12.712$$

$$\left(\frac{\Phi_{ex}}{t}\right)_{lim} = \frac{3300}{34.126} = 96.7$$

Comparación

$17.442 < 96.7 \Rightarrow$ No existe falla local

Para el pasador

$$\sigma_{v'} = 0.4F_y = 13.65 \text{ klb/plg}^2$$

$$A_{v'} = \frac{P_c}{\sigma_{v'}} = \frac{1.011}{13.65} = 0.074 \text{ plg}^2 = 0.477 \text{ cm}^2$$

Si $\Phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_v = 0.785 \text{ cm}^2 > A_{v'}$

Entonces con una varilla de 10 mm es suficiente.

Comprobando el aplastamiento se tiene

$$\sigma_{ap'} = 0.75F_y = 25.595 \text{ klb/plg}^2$$

$$A_{ap} = \frac{P_c}{\sigma_{ap'}} = \frac{1.011}{25.595} = 0.039 \text{ plg}^2 = 0.252 \text{ cm}^2$$

Se escogió una platina de



Figura 21: Sección transversal de la platina

$$L = 0.019 \text{ m} = 0.748031 \text{ plg}$$

$$e = 0.004 \text{ m} = 0.15748 \text{ plg}$$

$$A_{ap'} = \emptyset * e = 1 * 0.4 = 0.4 \text{ cm}^2 > A_{ap}$$

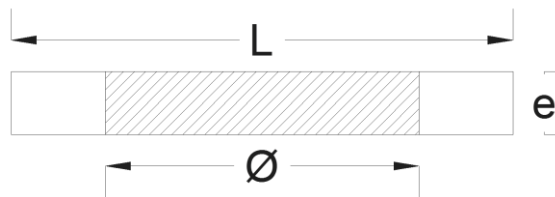


Figura 22: Sección transversal perforada de la platina

Ahora se comprueba que no falle la platina

$$A_{cplatin} = (L - \emptyset) * e = (1.9 - 1) * 0.4 = 0.36 \text{ cm}^2 > A_{ap}$$

Entonces la platina a utilizarse funcionará sin problema alguno.

CAPITULO 4

Diseño de Vigas Pared

4.1 Generalidades

La viga pared es un elemento estructural, formado por la falta de continuidad vertical entre una pared de una planta con la de la parte inferior, esta viga pared se encuentra apoyada en la parte inferior mediante mochetas, o por el cruce de una viga pared y una pared inferior, siendo estos los sitios por donde las cargas verticales se transmiten a la cimentación.

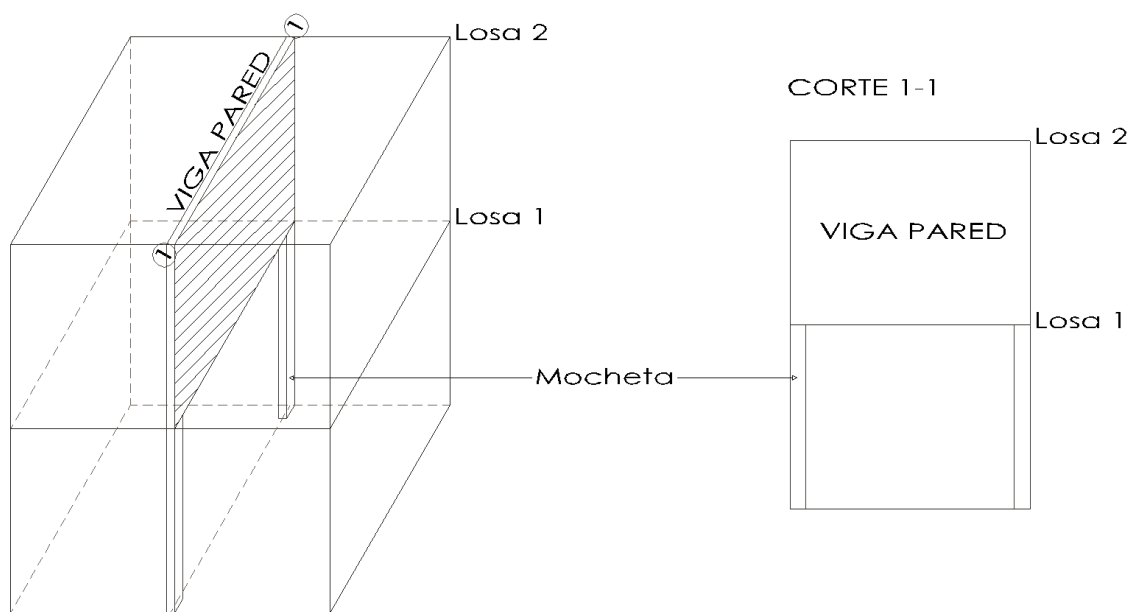


Figura 23: Esquema viga pared 1

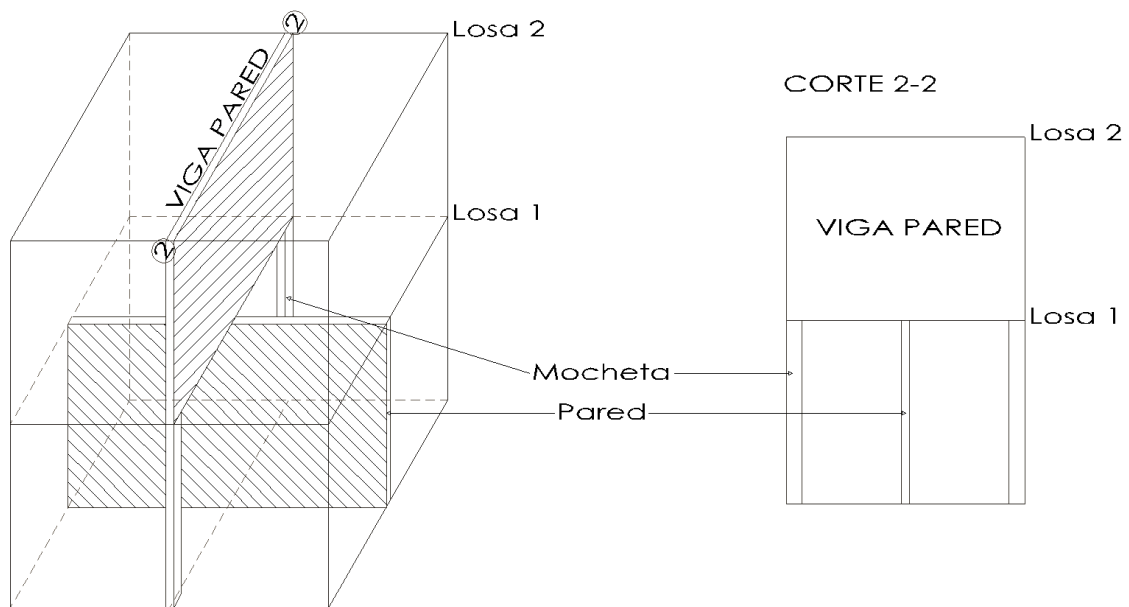


Figura 24: Esquema viga pared 2

Las vigas pared se clasifican según su eje en:

I. Viga pared de eje recto.

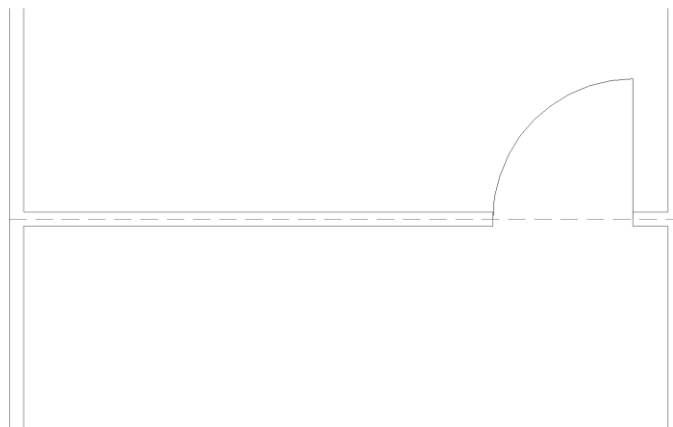


Figura 25: Viga de eje recto

II. Viga Pared de eje quebrado.

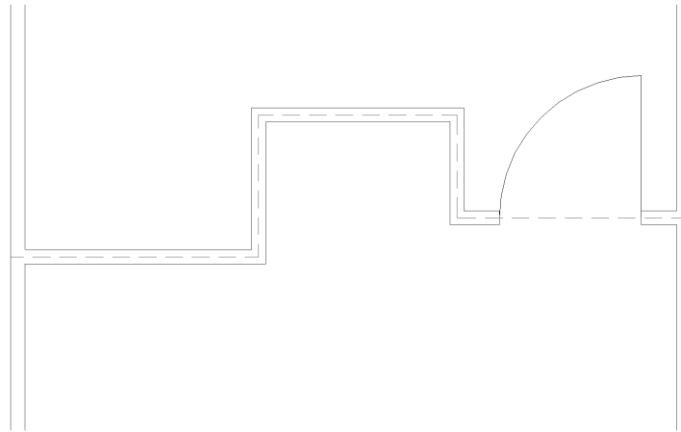


Figura 26: Viga de eje quebrado

4.1.1 Cargas Flotantes

Estas cargas se forman cuando se interrumpe la continuidad vertical de un apoyo pseudo columna; es por eso que las vigas pared de la planta superior no tienen cargas flotantes. Las cargas puntuales se pueden convertir en flotantes cuando:

- 1) Una viga pared se apoya sobre otra perpendicularmente; esta última soporta la carga flotante.
- 2) Una pared de un nivel superior es coplanar con una viga de mayor longitud inmediatamente inferior que se encarga de soportarla, se tiene otro caso de carga flotante.

4.1.2 Tipos de Apoyos

- a) **Apoyo Simple:** Se produce cuando está sobre una mocheta, pared o viga pared del piso inmediato inferior.
- b) **Empotramiento:** Este se presenta cuando la viga pared es continua con uno de sus apoyos, ó cuando se encuentra en voladizo, pero no es continua con el apoyo.

De esta manera se tiene las siguientes combinaciones de apoyos:

- Viga Pared Apoyada – Apoyada.

- Viga Pared Apoyada – Empotrada.
- Viga Pared Empotrada – Empotrada.
- Viga Pared en Voladizo.

4.2 Criterios Para la Determinación del Esfuerzo Admisible a Flexión

Es imprescindible saber que el elemento se encuentra solicitado siempre bajo 3 efectos:

- a) Corte
- b) Tracción
- c) Compresión

De esta combinación de efectos, nace la torsión y la flexión. Se hablará del Acero y el Hormigón por separado.

- a) Hormigón a compresión:** En la mayoría de las estructuras el hormigón sufre esfuerzos de compresión no confinada en jaulas de acero, éste contra sismo no conforma jaulas, por consiguiente sólo el hormigón es el que trabaja; a pesar de que la retracción del hormigón se evita mediante barras de acero, estas no se toman en cuenta en ningún caso para aliviar esfuerzos a compresión del hormigón; por lo que en todo el edificio, el esfuerzo admisible (Presión de seguridad) del hormigón a la compresión, se toma de la tercera parte de la ruptura a los 28 días de los cilindros de prueba que se haya obtenido.

De acuerdo con el autor del método el coeficiente de seguridad para hormigón no confinado es de 6 a 7; y para el hormigón confinado en jaula (con estribos) se toma un valor de 3

- b) Hormigón a corte-tracción:** Todo el hormigón traccionado a corte será comprobado a presiones de 0.4 MPa (4.07kg/cm^2); cuya comprobación deberá ser por ruptura cilíndrica, por carga diametral o arrancamiento; el

esfuerzo de arranque a los 28 días será la tercera parte de un cilindro de prueba, la cual se admitirá como esfuerzo admisible para corte y tracción.

c) Hormigón a tracción-flexión: Todo hormigón traccionado para transmitir esfuerzos a la armadura se fisura, pero estas prácticamente vienen a ser micro fisuras no aparentes, pero que vuelven nulo al esfuerzo de tracción del hormigón, por consiguiente en todo el cálculo de hormigón armado se desprezará el área traccionada del hormigón, asumiendo por lo tanto el esfuerzo admisible nulo.

d) Acero: Al ser un material homogéneo el esfuerzo admisible para corte, compresión y tracción se mantendrán menores o iguales que:

$$\frac{F_y}{F.S.}$$

Siendo $F.S.$ un factor de seguridad tomado como 2.5

4.3 Pasos Para el Prediseño de Vigas Pared

- 1) Establecer claramente el uso y funcionalidad que tendrá la edificación a proyectarse, esto se lo hace conjuntamente en el diseño arquitectónico.
- 2) Al proyectarse los diferentes ambientes se debe considerar la no existencia de plantas tipo, teniendo en cuenta puntos fijos como: gradas, ductos de ventilación, etc.
- 3) Se debe conocer la altura que tiene cada piso, entre la losa inferior y el cielo raso.
- 4) Todas las paredes deben tener un ancho mínimo de 10 cm, esto es con el fin de obtener aislamiento térmico y acústico entre ambientes.
- 5) Ya proyectado el edificio, se inicia a localizar las cargas flotantes que se encuentran en la losa superior del piso considerado, teniendo en cuenta que se encuentran apoyadas.

Al igual que la losa; las paredes y vigas pared se arman a 45 grados, se lo hace con el fin de contrarrestar las fuerzas sísmicas, debido a que éste actúa en cualquier dirección.

4.4 Prediseño de Vigas Pared

4.4.1 Obtención de Momentos en viga Pared

Para determinar los momentos lo hacemos de la siguiente manera:

Análisis de áreas cooperantes: Para esto se considera que la viga-pared soporta el peso de la losa superior e inferior; por lo cual hacemos el análisis de áreas cooperantes de las respectivas losas en cualquiera de las vigas-pared existentes en nuestra edificación. Lo hacemos siguiendo el siguiente grafico.

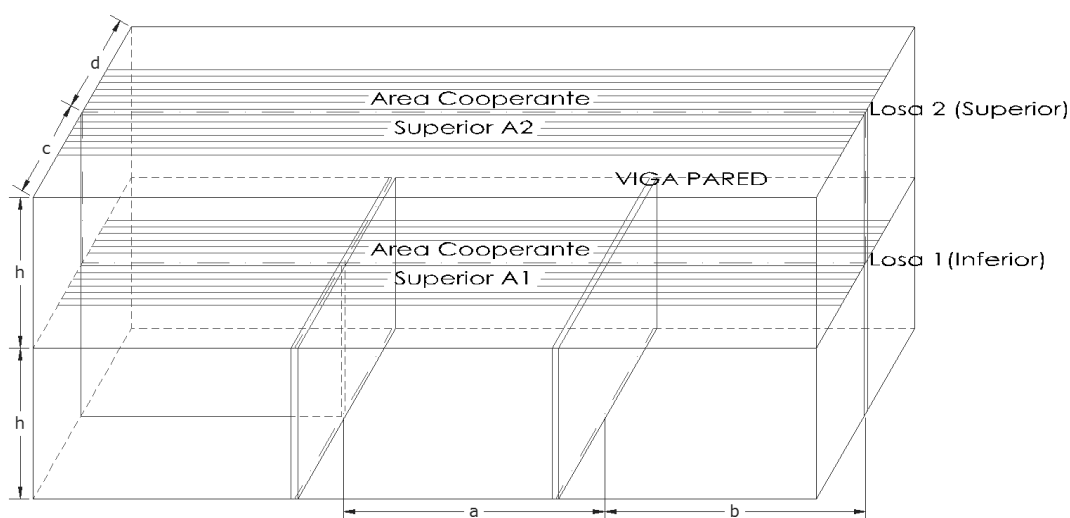


Figura 27: Análisi de áreas cooperantes

Las áreas cooperantes A1 (de la losa inferior) y A2 (de la losa superior) de la viga-pared se calculan buscando un área que coopere con sus paredes adyacentes, que se encuentran en la misma planta; que además son las que soportan las losas de su respectivo nivel.

Las áreas cooperantes del pie y cabeza de la viga-pared, pueden ser iguales o diferentes, dependiendo de que la distribución de paredes de la planta superior e inferior sea igual o diferente; así se observa que la viga-pared forma tableros tanto

en el pie como en la cabeza de la misma. De esta manera según el cuadro anterior las áreas cooperantes serán:

$$A1 = \left(\frac{c}{2} + \frac{d}{2}\right) * (a + b)$$

$$A2 = \left(\frac{c}{2} + \frac{d}{2}\right) * (a + b)$$

En este caso $A1=A2$ se cumple debido a que en el ejemplo la configuración de paredes en las 2 losas es el mismo provocando, que las áreas cooperantes sean iguales como se explico anteriormente.

Cálculo del peso propio de la viga:

$$q_{pp} = 0.1(m) * h(m) * 2.4 \left(\frac{t}{m^3}\right) = 0.24 * h (t/m)$$

Donde:

$e = 0.1$ m. Espesor de la viga pared

h = Altura de la viga pared

Análisis de la carga total: Para esto sumamos el peso de la losa superior más el de la inferior con el peso propio de la viga-pared.

$$q_{vp} = \frac{A2 * w2 + A2 * w2}{L} + q_{pp}$$

Donde:

w = peso de la losa por m^2 de la losa superior o inferior.

L = longitud total del eje de la viga-pared.

q_{pp} = Peso propio de la viga-pared.

Cargas flotantes: Para obtener los momentos en la viga-pared, se debe verificar la existencia o no de cargas flotantes en la misma; esto se hará en función de las consideraciones hechas en generalidades.

Tipos de Apoyo: una parte fundamental para la obtención de los momentos es el tipo de apoyo que se tiene en la viga pared, para lo cual se deberá tener claro los criterios expuestos en generalidades.

Obtención de momentos: Para lo cual se divide a las vigas pared en 2 tipos:

Tipo 1. VIGA PARED DE EJE RECTO

Para la obtención de momentos en esta viga pared si es de un solo vano, se puede utilizar las formulas de las tablas de Richard Guldán, o de ser necesario se hallaran mediante cualquiera de los métodos que se aprenden en resistencia de materiales, sea ecuación de la elástica, método área momento, etc.

Cuando La viga pared es continua, se la resuelve como tal y se utiliza el método de CLAPEYRON

Tipo 2. VIGA PARED DE EJE QUEBRADO

En este tipo de vigas se observa que existen cambios de dirección en su eje perpendicularmente, por lo cual los momentos flectores en esa ubicación se convierten en torsores; para contrarrestar estos momentos se procede a ubicar tensores en las losas que se produzcan tracción, sea en la superior o inferior de la viga pared.

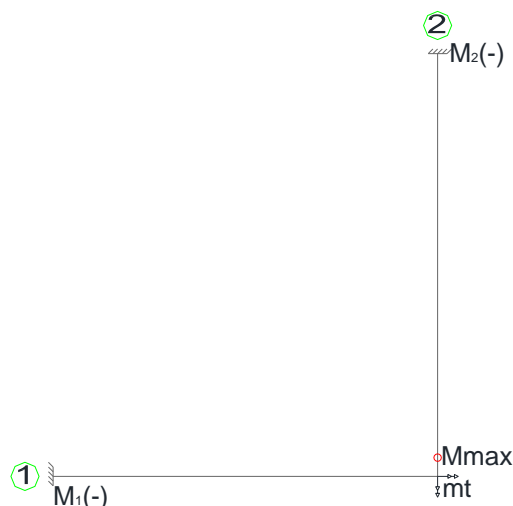


Figura 28:Esquema Viga pared de eje quebrado

Así las vigas pared de eje quebrado tendrán momentos máximos y momentos torsores; a estas se las transforma en vigas de eje recto y se calcula como tal; sean continuas o no.

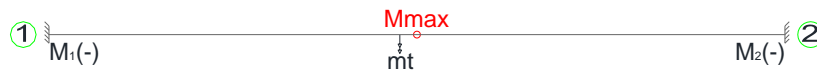


Figura 29: Viga de quebrado transformada en viga de eje recto

4.4.2 Diseño de Vigas Pared

La determinación del acero en la viga pared es igual que el de cualquier viga común; por otro lado la parte comprimida de esta no necesita acero, dado que es atirantada y tiene un gran peralte; su diseño se lo realiza de la siguiente forma:

Se analiza la viga pared; verificando si tiene vacíos o no (ventanas, puertas).

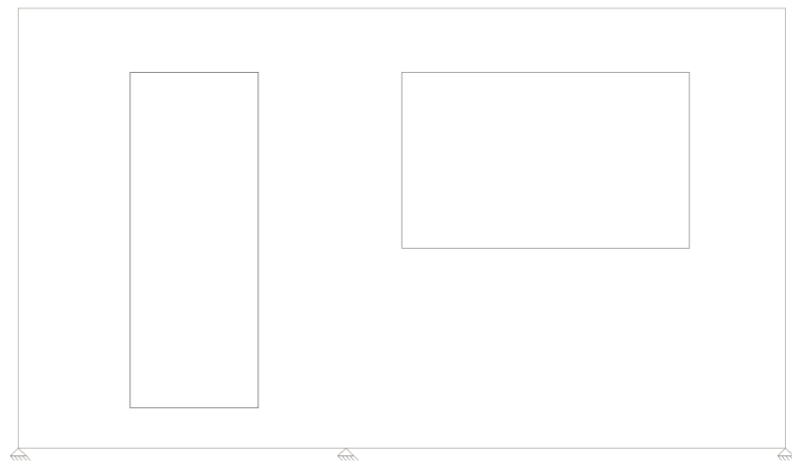


Figura 30: Viga Pared con vacíos

Luego se hace el cálculo estructural para obtener los diagramas de momentos (M) y cortantes (V)

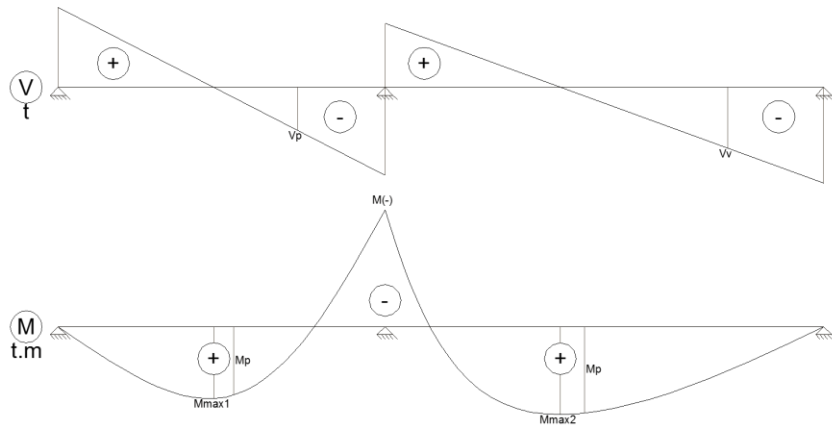


Figura 31: Cortes y Momentos en viga pared

Donde:

V_p = Cortante en Puerta

V_v = Cortante en Ventana

M_p = Momento en Puerta

M_v = Momento en Ventana

Una vez hecho esto, se procede a diseñar a flexión.

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}; \text{ si } n > 6, \text{ se toma el entero más cercano}$$

$$k = \frac{n * F_c}{n * F_c + F_s}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$A_s = \frac{M}{F_s * j * d}$$

d = altura que existe entre los ejes de la losa, tanto superior como inferior

Como se dijo anteriormente el acero calculado se colocará donde se presente tracción.

Cuando se haya terminado con la flexión se continúa con el diseño al corte:

Para esto se obtiene las distintas secciones de la viga pared a diseñar.

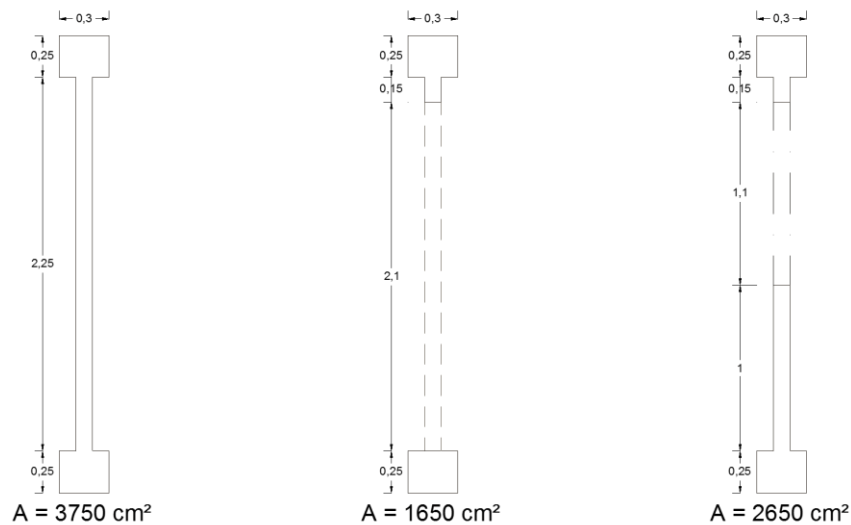


Figura 32: Cortes transversales de las vigas pared

Con estas áreas se obtiene el cortante admisible (V_{adm})

$$V_{adm} = 0.29\sqrt{f'_c} * A_c$$

Luego se compara V_u vs V_{adm}

Donde:

A_c = Área de corte

V_u = cortante obtenido mediante cálculo estructural

Si $V_u < V_{adm}$ entonces no se necesita acero de refuerzo al corte (A_{sc})

Si $V_u > V_{adm}$ al acero de refuerzo para el corte se lo calcula con la siguiente fórmula:

$$A_{sc} = \frac{V_u - V_{adm}}{F_s}$$

Cuando la viga pared tiene vacíos, el acero de refuerzo se coloca en forma de zuncho sujeto a 2 barras transversales denominadas perchas de Φ mínimo 10mm con una longitud de anclaje de 30Φ de la armadura de corte.

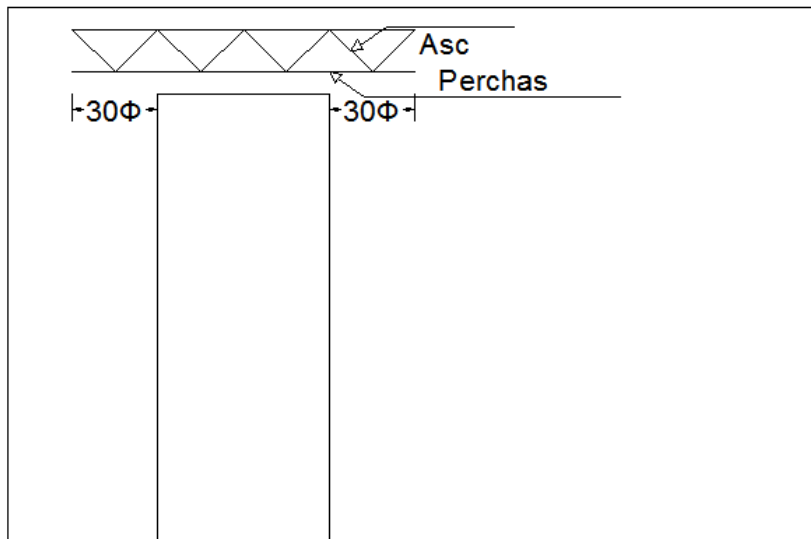


Figura 33: Perchas y Zunchos en las vigas pared

Si la viga pared no tiene vacíos el acero con el que se la arma, es el obtenido en el cálculo sísmico.

Las vigas pared de eje quebrado se diseñan de la misma manera que las de eje recto, solo que en los cambios de dirección los momentos flectores se convierten en torsores; se debe colocar el acero en ambas direcciones en un quiebre de eje; en la capa de compresión de la losa, sea esta superior o inferior ortogonalmente. Cuando el momento flector es negativo, el tensor se coloca en la parte superior de lo contrario se lo coloca en la parte inferior.

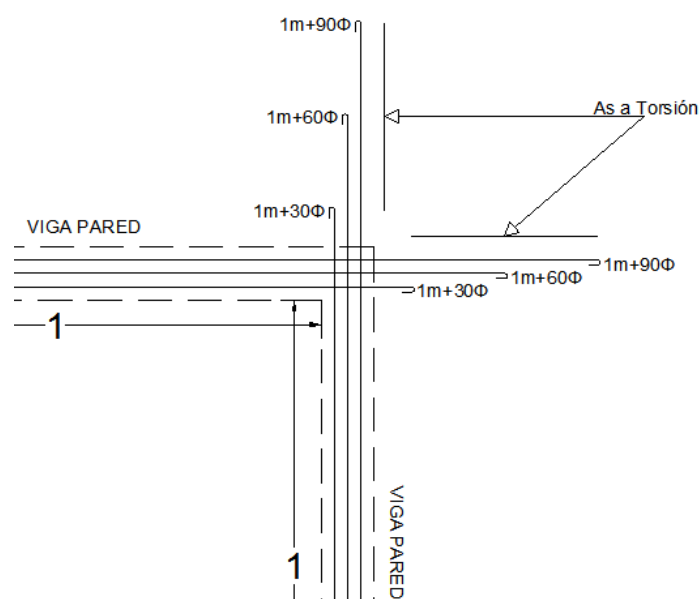


Figura 34: Tensores en Vigas pared de eje quebrado 1

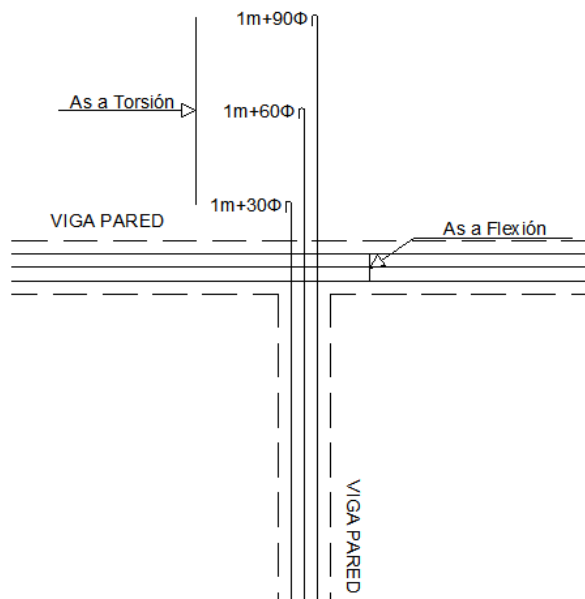


Figura 35: Tensores en Vigas pared de eje quebrado 2

Peso Propio de Viga Pared

Peso Propio del Hormigón = 2.4 t/m^3

Viga Pared 1

$$q_{pp1} = 2.541 \text{ t}$$

Viga Pared 2

$$q_{pp2a} = 0.521 \text{ t}$$

$$q_{pp2b} = 1.122 \text{ t}$$

$$q_{pp2c} = 2.164 \text{ t}$$

$$q_{pp2d} = 0.866 \text{ t}$$

$$q_{pp2e} = 0.470 \text{ t}$$

$$q_{pp2f} = 1.914t$$

$$\underline{q_{pp2g} = 5.779t}$$

$$\mathbf{q_{pp2} = 12.836t}$$

$$N+2.70m$$

$$W1 \text{ (losa 1)} = 0.602t/m^2$$

$$W2 \text{ (losa 2)} = 0.452t/m^2$$

$$\text{Altura} = 2.75m$$

$$\text{Espesor} = 0.10m$$

Viga	A1	A2	L _{vp}	q _{pp}	q _{vp}
Nº	m²	m²	m	t/m	t/m
1	14.11	15.95	3.80	0.669	4.802
2	42.54	50.62	24.82	0.517	2.471

$$F_s = 40\%F_y = 1680kg/cm^2$$

$$F_c = 45\%F'_c = 94.5kg/cm^2$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

$$E_c = 15100\sqrt{210} = 218819.789kg/cm^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{218819.789} = 9.597 \cong 10$$

Siempre que $n > 6$, se toma el entero más cercano

$$k = \frac{n * F_c}{n * F_c + F_s} = \frac{10 * 94.5}{10 * 94.5 + 1680} = 0.360$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.36}{3} = 0.880$$

$$d = 250cm$$

Viga Pared 1



Figura 36: Viga pared 1

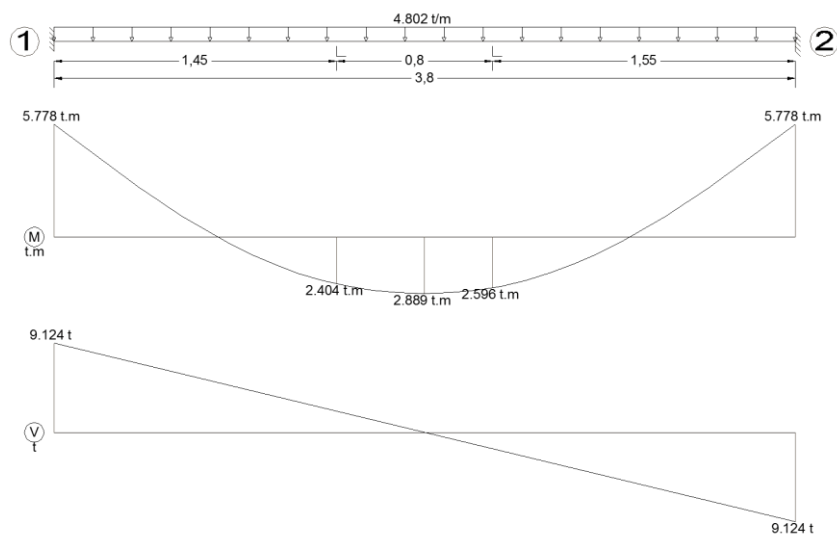


Figura 37: Cargas, Cortes, Momentos de la viga pared 1

$$L = 3.8\text{m}$$

$$R1 = 9.124\text{t}$$

$$R2 = 9.124\text{t}$$

Flexión

Tabla 16: Acero a flexión en viga pared 1

	M	As	Varillas
	t.m	cm ²	
M1=	5.778	1.563	2Φ10
mt1=	2.404	0.650	1Φ10
mt2=	2.596	0.702	1Φ10
M2=	5.778	1.563	2Φ10
Mmax=	2.889	0.782	1Φ10

Corte

Tabla 17: Acero al corte en viga pared 1

Sección	Ac cm ²	Vu t	Vadm t	Comparacion	Asc. cm ²	Varillas
(1-1)	3750	9.124	15.759	No requiere	0	0
(2-2)	3750	9.124	15.759	No requiere	0	0

Viga Pared 2a

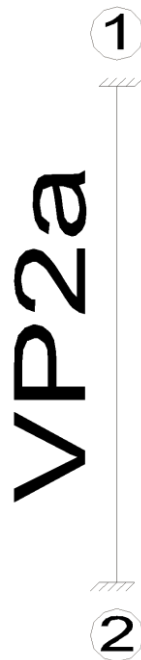


Figura 38: Viga pared 2a

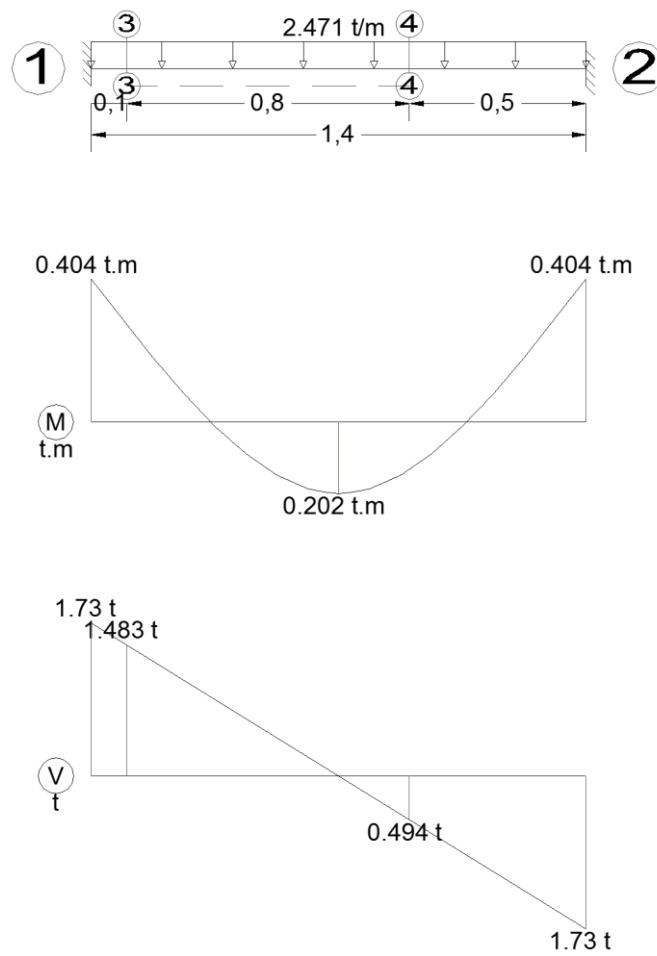


Figura 39: Cargas, Cortes, Momentos de la viga Pared 2a

$$L = 1.4\text{m}$$

$$R1 = 1.73\text{t}$$

$$R2 = 1.73\text{t}$$

Flexión

Tabla 18: Acero a flexión en viga pared 2a

	M	As	Varillas
	t.m	cm ²	
M1=	0.404	0.109	1Φ10
M2=	0.404	0.109	1Φ10
Mmax=	0.202	0.055	1Φ10

Corte

Tabla 19: Acero al corte en viga pared 2a

Sección	Ac cm ²	Vu t	Vadm t	Comparacion	Asc. cm ²
(1-1)	3750	1.730	15.759	No requiere	0
(3-3)	1650	1.483	6.934	No requiere	0
(4-4)	1650	0.494	6.934	No requiere	0
(2-2)	3750	1.730	15.759	No requiere	0

Viga Pared 2b



Figura 40: Viga pared 2b

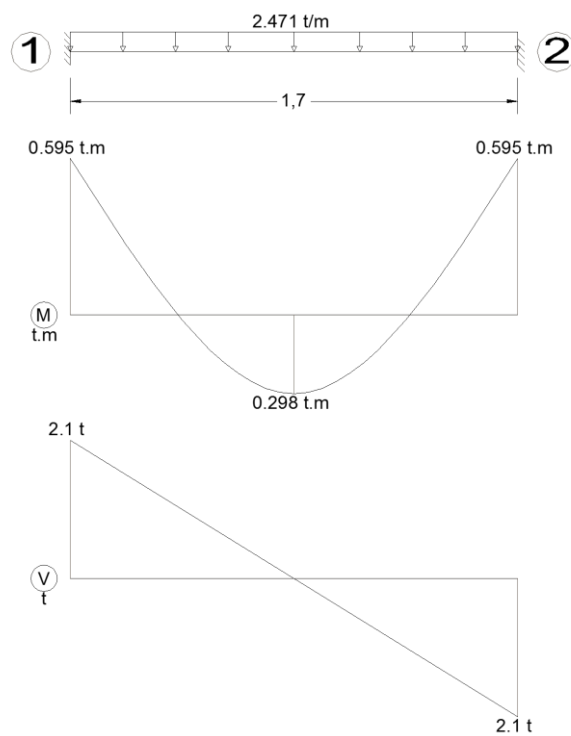


Figura 41: Cargas, Cortes, Momentos de la viga pared 2b

$$L = 1.7\text{m}$$

$$R1 = 2.1\text{t}$$

$$R2 = 2.1\text{t}$$

Flexión

Tabla 20: Acero a flexión de la viga pared 2b

	M	As	Varillas
	t.m	cm ²	
M1=	0.595	0.161	1Φ10
M2=	0.595	0.161	1Φ10
Mmax=	0.298	0.081	1Φ10

Corte

Tabla 21: Acero al corte de viga pared 2b

Sección	Ac	Vu	Vadm	Comparacion	Asc.	Varillas
	cm ²	t	t		cm ²	
(1-1)	3750	2.1	15.759	No requiere	0	0
(2-2)	3750	2.1	15.759	No requiere	0	0

Viga Pared 2c

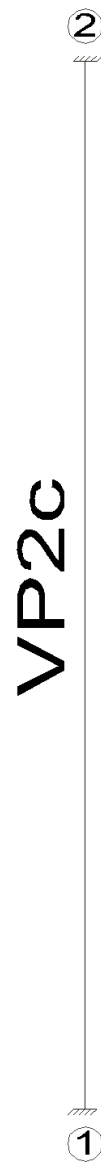


Figura 42: Viga pared 2c

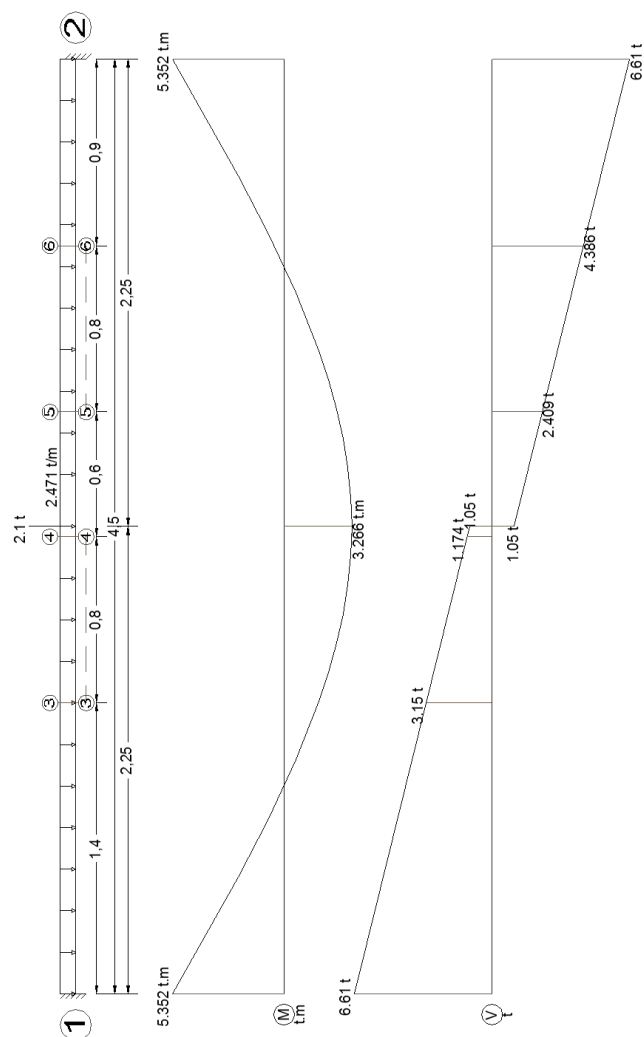


Figura 43: Cargas, Cortes, Momentos de la viga pared 2c

$L = 4.5\text{m}$

$R1 = 6.61\text{t}$

$R2 = 6.61\text{t}$

Flexión

Tabla 22: Acero a flexión de la viga pared 2c

	M	As	Varillas
	t.m	cm ²	
M1=	5.352	1.448	2Φ10
M2=	5.352	1.448	2Φ10
Mmax=	3.266	0.884	2Φ10

Corte

Tabla 23: Acero al corte de la viga Pared 2c

Sección	Ac	Vu	Vadm	Comparacion	Asc.	Varillas
	cm²	t	t		cm²	
(1-1)	3750	6.610	15.759	No requiere	0	0
(3-3)	1650	3.150	6.934	No requiere	0	0
(4-4)	1650	1.740	6.934	No requiere	0	0
(5-5)	1650	2.409	6.934	No requiere	0	0
(6-6)	1650	4.386	6.934	No requiere	0	0
(2-2)	3750	6.610	15.759	No requiere	0	0

Viga Pared 2d



Figura 44: Viga pared 2d

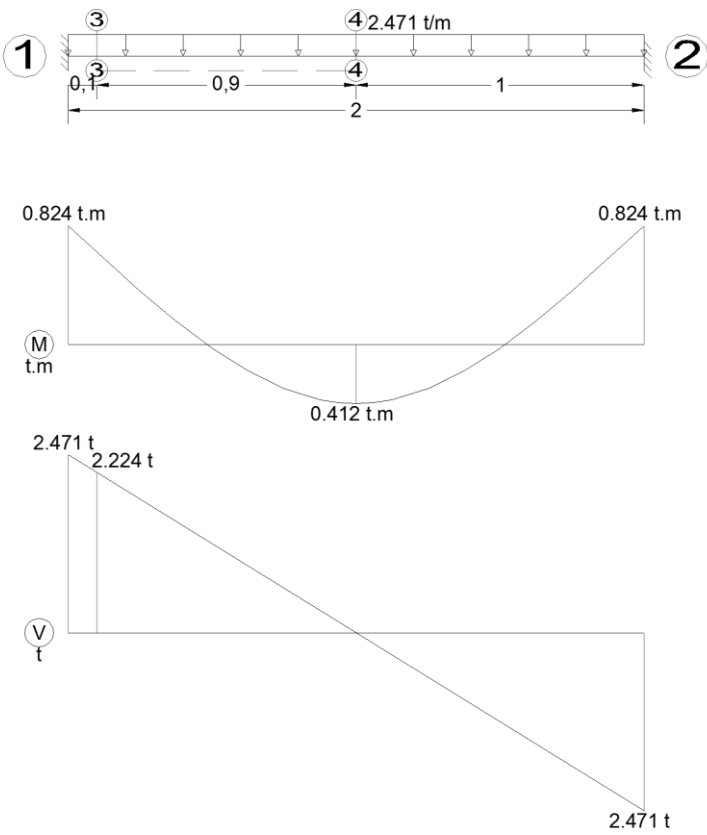


Figura 45: Cargas, Cortes, Momentos de la viga pared 2d

$L = 2m$

$$R1 = 2.471t$$

$$R2 = 2.471t$$

Flexión

Tabla 24: Acero a flexión de la viga pared 2d

	M	As	Varillas
	t.m	cm ²	
M1=	0.824	0.223	1Φ10
M2=	0.824	0.223	1Φ10
Mmax=	0.412	0.111	1Φ10

Corte

Tabla 25: acero al corte de la viga pared 2d

Sección	Ac cm ²	Vu t	Vadm t	Comparacion	Asc. cm ²	Varillas
(1-1)	3750	2.471	15.759	No requiere	0	0
(3-3)	1650	2.224	6.934	No requiere	0	0
(4-4)	1650	0.000	6.934	No requiere	0	0
(2-2)	3750	2.471	15.759	No requiere	0	0

Viga Pared 2e



Figura 46: Viga pared 2e

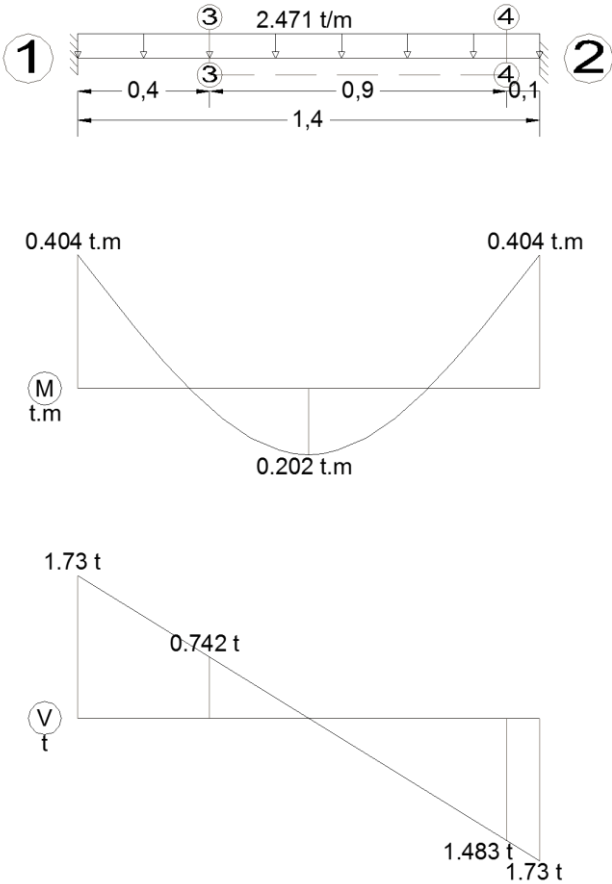


Figura 47: Cargas, Cortantes, Momentos de la viga pared 2e

$$L = 1.4\text{m}$$

$$R1 = 1.73\text{t}$$

$$R2 = 1.73\text{t}$$

Flexión

Tabla 26: Acero a flexión de la viga pared 2e

	M	As	Varillas
	t.m	cm ²	
M1=	0.404	0.109	1Φ10
M2=	0.404	0.109	1Φ10
Mmax=	0.202	0.055	1Φ10

Corte

Tabla 27: Acero al corte de la viga pared 2e

Sección	Ac cm ²	Vu t	Vadm t	Comparacion	Asc. cm ²	Varillas
(1-1)	3750	1.730	15.759	No requiere	0	0
(3-3)	1650	0.742	6.934	No requiere	0	0
(4-4)	1650	1.483	6.934	No requiere	0	0
(2-2)	3750	1.730	15.759	No requiere	0	0

Viga Pared 2f

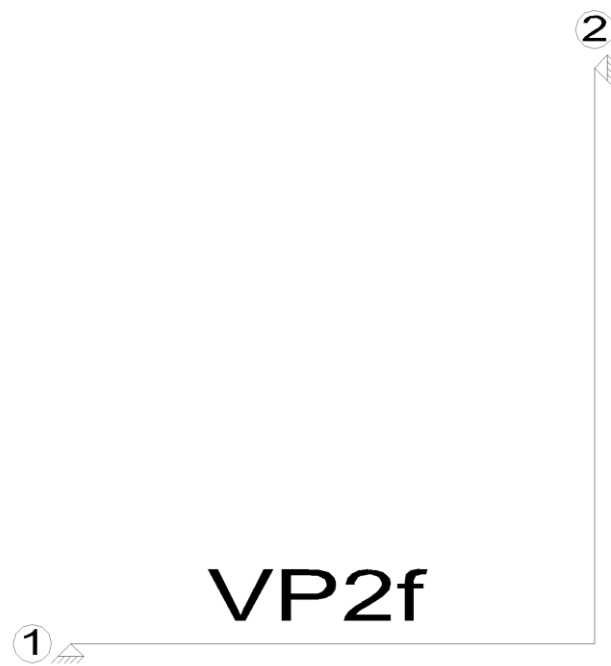


Figura 48: Viga pared 2f

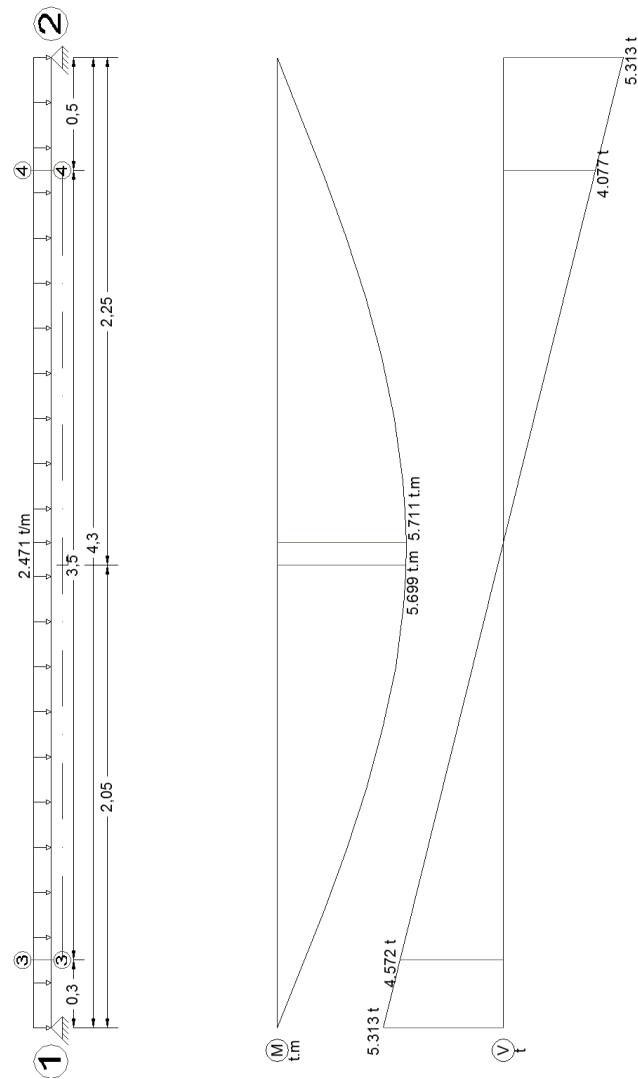


Figura 49: Cargas, Cortes, Momentos de la viga pared 2f

$$L = 4.3\text{ m}$$

$$R1 = 5.313\text{ t}$$

$$R2 = 5.313\text{ t}$$

Flexión

Tabla 28: Acero a flexión de la viga pared 2f

	M	As	Varillas
	t.m	cm ²	
mt=	5.699	1.542	2Φ10
Mmax=	5.711	1.545	2Φ10

Corte

Tabla 29: Acero al corte de la viga pared 2f

Sección	Ac	Vu	Vadm	Comparacion	Asc.	Varillas
	cm²	t	t		cm²	
(1-1)	3750	5.313	15.759	No requiere	0	0
(3-3)	2650	4.572	11.137	No requiere	0	0
(4-4)	2650	4.077	11.137	No requiere	0	0
(2-2)	3750	5.313	15.759	No requiere	0	0

Viga Pared 2g



Figura 50: Viga Pared 2g

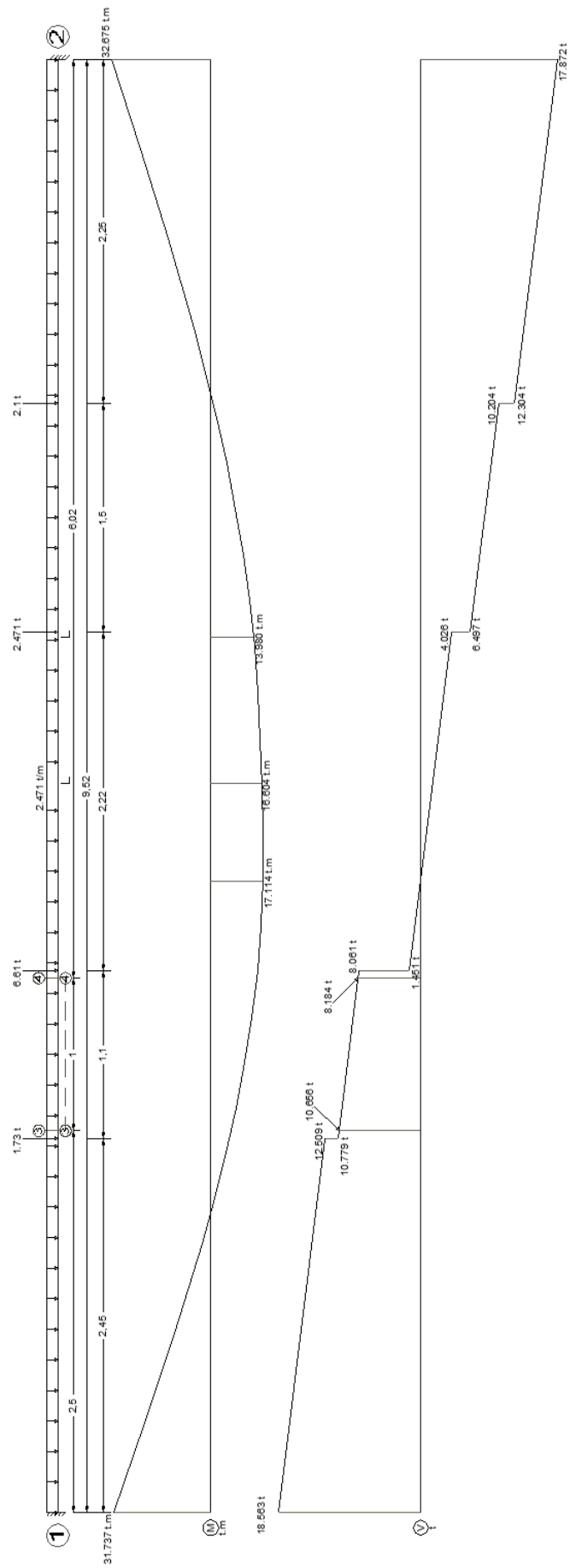


Figura 51: Cargas, Cortantes, Momentos de la viga pared 2g

$$L = 9.52 \text{ m}$$

$$R1 = 18.563 \text{ t}$$

$$R2 = 17.872 \text{ t}$$

Flexión

Tabla 30: Acero a flexión de la viga pared 2g

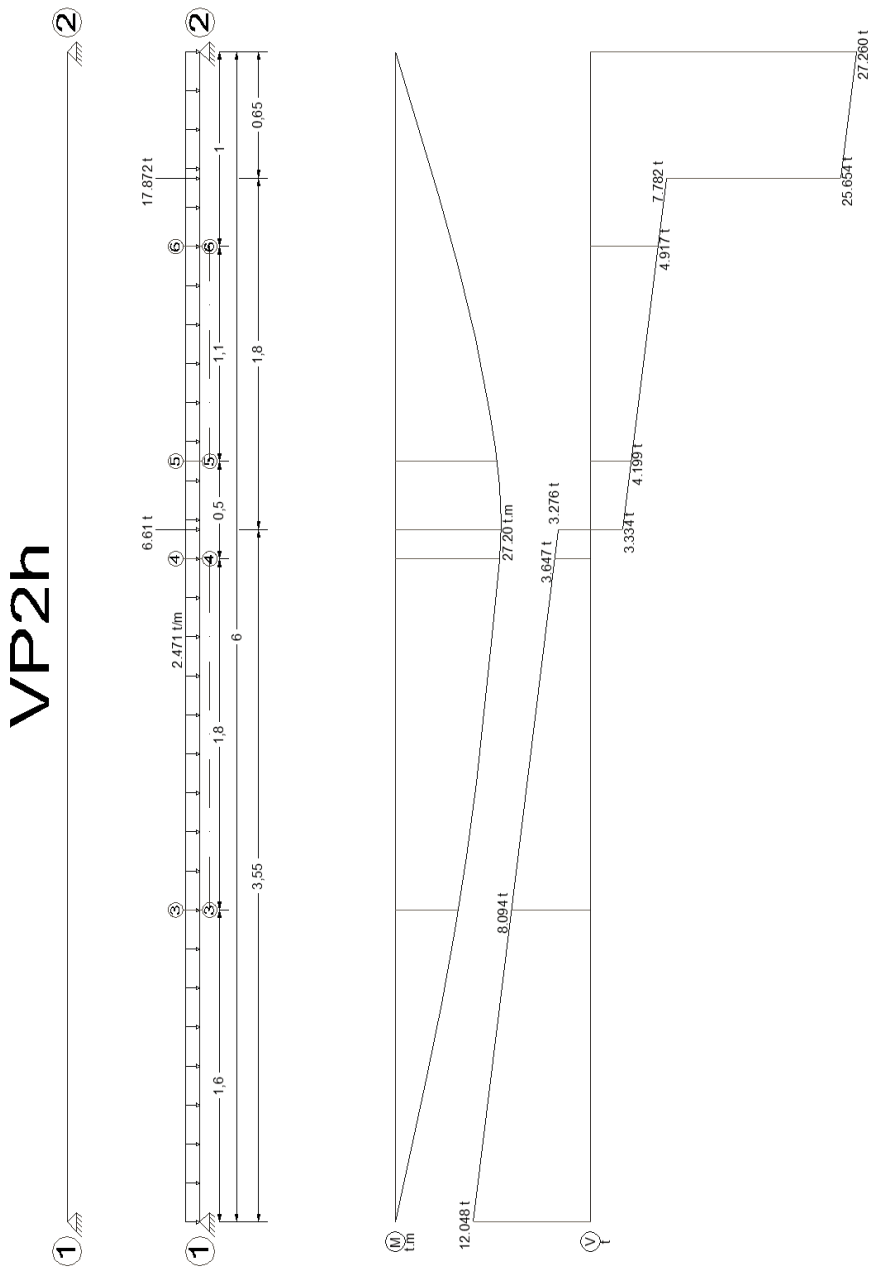
	M	As	Varillas
	t.m	cm ²	
M1=	31.737	8.587	8Φ12
mt1=	16.604	4.492	4Φ12
mt2=	13.980	3.782	4Φ12
M2=	32.675	8.841	8Φ12
Mmax=	17.114	4.63	5Φ12

Corte

Tabla 31: Acero al corte de la viga pared 2g

Sección	Ac cm ²	Vu t	Vadm t	Comparacion	Asc. cm ²	Varillas
(1-1)	3750	18.563	15.759	Requiere	1.669	3Φ10
(3-3)	1650	10.656	6.934	Requiere	2.215	3Φ10
(4-4)	1650	8.184	6.934	Requiere	0.744	1Φ10
(2-2)	3750	17.872	15.759	Requiere	1.258	2Φ10

Viga Pared 2h



$L = 6\text{m}$

$R1 = 12.048\text{t}$

$R2 = 27.260\text{t}$

Flexión

Tabla 32: Acero a flexión de la viga pared 2h

	M	As	Varillas
	t.m	cm ²	
Mmax=	27.2	7.359	7Φ12

Corte

Tabla 33: Acero al corte de la viga pared 2h

Sección	Ac cm ²	Vu t	Vadm t	Comparacion	Asc. cm ²	Varillas
(1-1)	3750	12.048	15.759	No requiere	0	0
(3-3)	2650	8.094	11.137	No requiere	0	0
(4-4)	2650	3.647	11.137	No requiere	0	0
(5-5)	2650	4.199	11.137	No requiere	0	0
(6-6)	2650	4.917	11.137	No requiere	0	0
(2-2)	3750	27.260	15.759	Requiere	6.846	5Φ14

4.5 Diseño y construcción de modelos de Encofrados para Vigas Pared

4.5.1 En Madera

Datos:

Por facilidad de movilidad y colocación, se opta por hacer placas de encofrado de 1.2m por 0.8m



Figura 53: Esquema del encofrado de pared

Espesor = 1.5cm

Tipo: Madera contrachapada

Altura de pared: $H = 2.25\text{m}$

Esfuerzo de flexión $\sigma_f = 484\text{kg/cm}^2$

Esfuerzo de corte $\tau = 67\text{kg/cm}^2$

Modulo de elasticidad $E = 86016\text{kg/cm}^2$

Deflexión permisible

$$\delta_{per} = \frac{L}{270}$$

Esquema:

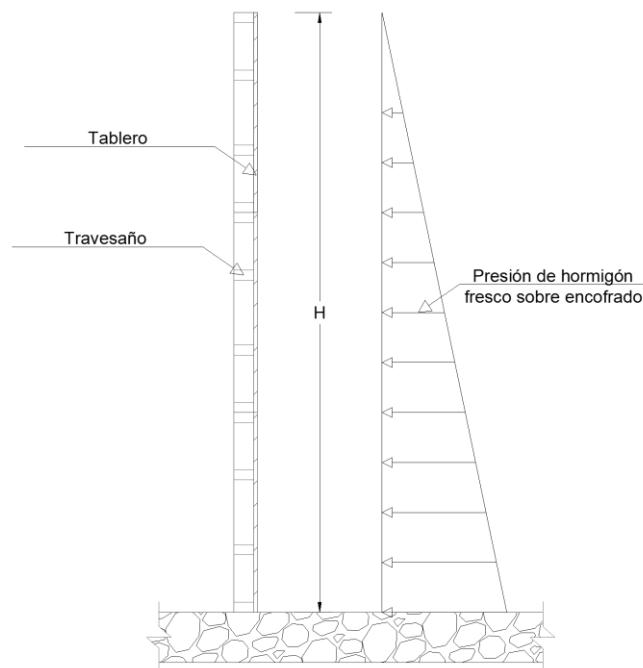


Figura 54: Esquema de presiones de hormigón

Carga en el tablero:

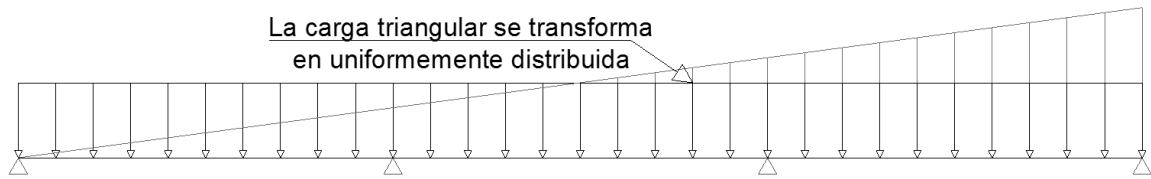


Figura 55: Esquema cargas de triangular a distribuida

Presión

$$\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3 = 0.0024 \text{ kg/cm}^3$$

$$P = \gamma * H = 0.0024 * H \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$q = P * b = 0.0024 * H * b \text{ (kg/cm)}$$

Análisis por flexión

-Momento flector máximo

$$M_a = \frac{q * L^2}{10}$$

-Momento resistente del tablero

$$M_s = \frac{\sigma_f * b * h^2}{6}$$

Igualando las expresiones y despejando L

$$L_f = \sqrt{\frac{10 * b * h^2 * \sigma_f}{6 * q}}$$

$$L_f = \sqrt{\frac{10 * b * h^2 * \sigma_f}{6 * 0.0024 * H * b}}$$

$$L_f = 26.352 * h \sqrt{\frac{\sigma_f}{H}}$$

Para

$$h = 1.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_f = 484 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 225 \text{ cm}$$

$$L_f = 26.352 * 1.5 \sqrt{\frac{848}{225}}$$

$$L_f = 57.974 \text{ cm}$$

Análisis por corte

-Esfuerzo Cortante Máximo sobre los travesaños verticales

$$V_{max} = \frac{5 * q * L}{8}$$

-Tensión Cortante

$$V = \frac{2 * \tau * b * h}{3}$$

Igualando y despejando L

$$L_c = \frac{16 * b * h * \tau}{15 * q}$$

$$L_c = \frac{16 * b * h * \tau}{15 * 0.0024 * H * b}$$

$$L_c = \frac{16 * h * \tau}{15 * 0.0024 * H}$$

$$L_c = \frac{16 * 1.5 * 67}{15 * 0.0024 * 225}$$

$$L_c = 198.519 \text{ cm}$$

Análisis por Deflexión

-Deflexión del tablero

$$\delta = \frac{0.0054 * q * L^4}{E * I}$$

$$\delta = \frac{0.0054 * 0.0024 * H * b * L^4}{E * I}$$

-Deflexión permisible

$$\delta_{per} = \frac{L}{270}$$

Igualando ecuaciones y despejando L, se tiene:

$$L_d = \sqrt[3]{\frac{E * I}{0.0034992 * H * b}}$$

$$L_d = \sqrt[3]{\frac{86016 * 33.75}{0.0034992 * 225 * 120}}$$

$$L_d = 31.321$$

En resumen

$$L_f = 57.974cm$$

$$L_c = 198.519cm$$

$$L_d = 31.321cm \text{ (Mínimo)}$$

Por tanto:

$$L_{adop} = 30cm$$

Diseños de travesaños verticales (Costillas)

Datos:

Tabla 34: Dimensiones de los travesaños (costillas)

	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)
Travesaños	4	8	170.7

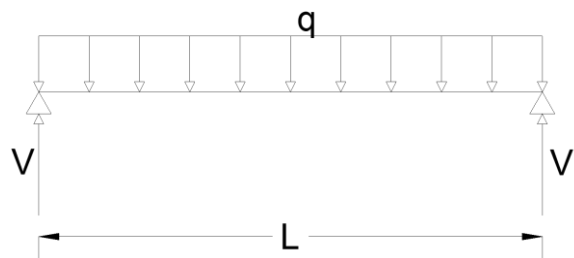
Esfuerzos de trabajo: (Travesaño)

$$\text{Esfuerzo de flexión } \sigma_f = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo de corte } \tau = 11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo de elasticidad } E = 55000 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 35: Esquema de cargas en las costillas



Análisis por flexión

-Momento flector máximo

$$M_a = \frac{q * L^2}{10} = \frac{0.0024 * H * b * L^2}{10} = \frac{0.0024 * 225 * 30 * L^2}{10}$$
$$M_a = 1.62L^2$$

-Momento resistente del travesaño

$$M_s = \frac{\sigma_f * b * h^2}{6} = \frac{100 * 4 * 8^2}{6}$$
$$M_s = 4266.667 \text{ kg. cm}$$

Igualando las expresiones y despejando L

$$1.63L_f^2 = 4266.667 \text{ kg. cm}$$

$$L_f = 51.32 \text{ cm}$$

Por las dimensiones elegidas, para luces menores a 112cm predomina el esfuerzo cortante antes que el momento flector; entonces se tomará el esfuerzo cortante para el diseño. Además de no tomar en cuenta el efecto de la flecha sino solo para luces mayores a 150cm.⁸

Análisis por corte

-Esfuerzo Cortante Máximo sobre los travesaños verticales

$$V_{max} = \frac{5 * q * L}{8} = \frac{5 * 0.0024 * H * b * L}{8}$$

$$V_{max} = \frac{5 * 0.0024 * 225 * 30 * L}{8}$$

$$V_{max} = 10.125L$$

-Tensión Cortante

$$V = \frac{2 * \tau * b * h}{3} = \frac{2 * 11 * 4 * 8}{3}$$

$$V = 234.667kg$$

Igualando y despejando L

$$10.125L = 234.667$$

$$L = 23.177cm$$

El valor L obtenido es la luz libre de las costillas; la separación entre ejes de las carreras, teniendo un espesor de 4cm será:

$$L_c = 23.177 + 4 = 27.177cm$$

Resumiendo se tiene

$$L_f = 51.32cm$$

⁸ Sistema Constructivo de Edificaciones Tipo, diseñadas con el Método Prismo Resistente. BURGOS E. Diego G. Pág. 176.

$$L_c = 23.177 \text{ cm (Mínimo)}$$

Por lo tanto $L_{\text{adop}} = 20 \text{ cm}$ siendo el más óptimo debido a que la altura asumida del tablero es de 80 cm

Diseños de travesaños horizontales (Carreras)

Las cargas transmitidas por las costillas a las carreras resultan ser algo indefinidas, por lo que se trabaja como en el caso de las costillas y se diseña de la misma manera.

Datos:

Tabla 36: Dimensiones de los travesaños (Carreras)

	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)
Travesaños	4	8	170.7

Esfuerzos de trabajo: (Travesaño)

$$\text{Esfuerzo de flexión } \sigma_f = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo de corte } \tau = 11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo de elasticidad } E = 55000 \text{ kg/cm}^2$$

Análisis por flexión

-Momento flector máximo

$$M_a = \frac{q * L^2}{10} = \frac{0.0024 * H * b * L^2}{10} = \frac{0.0024 * 120 * 30 * L^2}{10}$$

$$M_a = 0.864 L^2$$

-Momento resistente del travesaño

$$M_s = \frac{\sigma_f * b * h^2}{6} = \frac{100 * 4 * 8^2}{6}$$

$$M_s = 4266.667 \text{ kg.cm}$$

Igualando las expresiones y despejando L

$$0.869L_f^2 = 4266.667\text{kg. cm}$$

$$L_f = 70.273\text{cm}$$

Análisis por corte

-Esfuerzo Cortante Máximo sobre los travesaños verticales

$$V_{max} = \frac{5 * q * L}{8} = \frac{5 * 0.0024 * H * b * L}{8}$$

$$V_{max} = \frac{5 * 0.0024 * 210 * 30 * L}{8}$$

$$V_{max} = 5.4L$$

-Tensión Cortante

$$V = \frac{2 * \tau * b * h}{3} = \frac{2 * 11 * 4 * 8}{3}$$

$$V = 234.667\text{kg}$$

Igualando y despejando L

$$5.4L = 234.667$$

$$L = 43.457\text{cm}$$

El valor L obtenido es la luz libre de las carreras; la separación entre ejes de las costillas, teniendo un espesor de 4cm será:

$$L_c = 47.457\text{cm}$$

Resumiendo se tiene

$$L_f = 70.273\text{cm}$$

$$L_c = 47.457\text{cm (Mínimo)}$$

Por lo tanto $L = 40\text{cm}$; siendo el más óptimo debido a que el ancho del tablero es 120cm.

Pero ya que el L necesario de los tableros es menor se toma el valor de este:

$$L_{adop} = 30cm$$

Resumen de resultados:

Tabla 37: Resumen de encofrados de viga pared

Elementos	Dimenciones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	4 por 8cm a 30cm
Carreras	4 por 8cm a 20cm

Diseño de Tensor

Separación máxima = 60cm

$$V = \frac{q * L}{2} = \frac{0.0024 * H * b * L}{2} = \frac{0.0024 * 225 * 30 * 60}{2}$$

$$V = 486kg$$

Para un tensor $\Phi = 10mm$, se tiene un $V_{adm} = 1884 \text{ kg}^9$

Comparando

$$V < V_{adm}$$

$$486kg < 1884kg$$

Se acepta $\Phi=10mm$

4.5.2 En Metal

Datos:

Como ya se explico en el numeral 4.5.1 asumimos un tablero de 1.2m por 0.8m

⁹ Véase en el numeral 4.5.2 el diseño del tensor (Perno)



Figura 56: Esquema de encofrados de pared (Metal)

Y dado que los tableros se mantendrán como madera contrachapada; se procede a diseñar el resto de la estructura que son de metal.

Esquema:

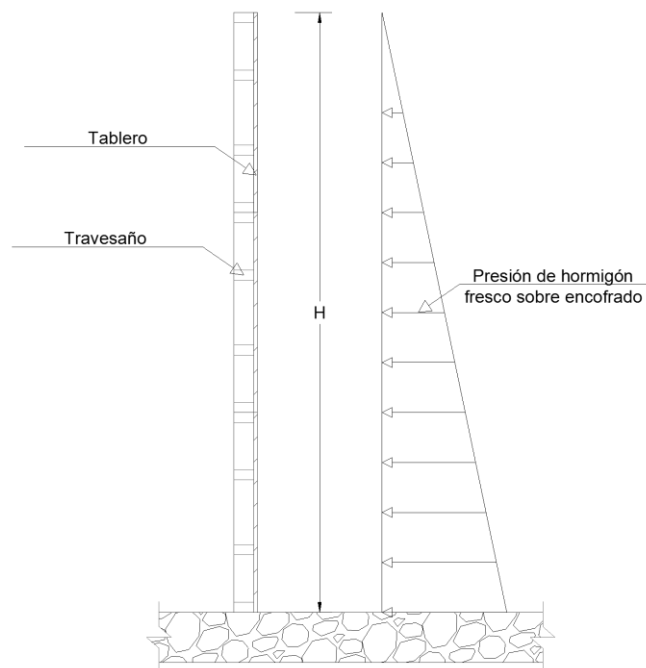


Figura 57: Esquema de distribución de cargas del hormigón

Carga en el tablero:

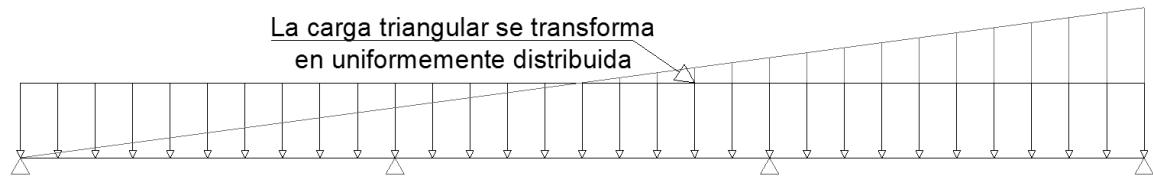


Figura 58: Esquema de cargas de rectangular a rectangular

Presión

$$\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$$

$$P = \gamma * H = 2.4 * H \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$q = P * b = 2.4 * H * b \text{ (t/m)}$$

Para una banda de 0.4m y un H = 2.25m; tenemos q la carga distribuida es:

$$q = P * b = 2.4 * 2.25 = 1.16 \text{ t/m} = 2160 \text{ kg/m}$$

Teniendo que la longitud de la banda es L= 0.8m

Entonces el momento máximo para este caso es:

$$M_{max} = \frac{q * L^2}{8} = \frac{2160 * 0.8^2}{8}$$

$$M_{max} = 172.8 \text{ kg. m} = 14.994 \text{ klb. plg}$$

Determinación de Inercia

De la tubería rectangular

$$L = 0.06 \text{ m} = 0.984252 \text{ plg}$$

$$e = 0.003 \text{ m} = 0.098425 \text{ plg}$$

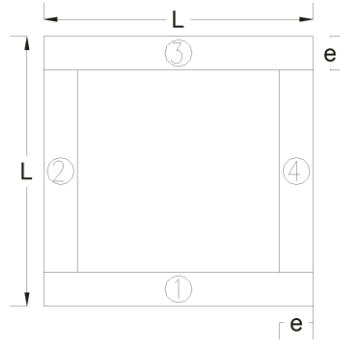


Figura 59: Sección transversal del tubular rectangular (rieles)

$$I_{xx_1} = \frac{L * e^3}{12} = \frac{2.362205 * 0.11811^3}{12} = 0.000324 \text{plg}^4$$

$$a_1 = L * e = 2.362205 * 0.11811 = 0.279 \text{plg}^2$$

$$x_1 = \frac{L}{2} = \frac{2.362205}{2} = 1.181103 \text{plg}$$

$$y_1 = \frac{e}{2} = \frac{0.11811}{2} = 0.059055 \text{plg}$$

$$I_{yy_1} = \frac{e * L^3}{12} = \frac{0.098425 * 2.362205^3}{12} = 0.129735 \text{plg}^4$$

$$I_{xx_2} = \frac{e * (L - 2e)^3}{12} = \frac{0.11811 * (2.362205 - 2 * 0.11811)^3}{12} = 0.094577 \text{plg}^4$$

$$a_2 = e * (L - 2e) = 0.11811 * (2.362205 - 2 * 0.11811) = 0.2511 \text{plg}^2$$

$$x_2 = \frac{e}{2} = \frac{0.11811}{2} = 0.059055 \text{plg}$$

$$y_2 = e + \frac{(L - 2e)}{2} = 0.11811 + \frac{(2.362205 - 2 * 0.11011)}{2} = 1.181103 \text{plg}$$

$$I_{yy_2} = \frac{(L - 2e) * e^3}{12} = \frac{(2.362205 - 2 * 0.11811) * 0.11811^3}{12} = 0.000292 \text{plg}^4$$

$$I_{xx_3} = \frac{L * e^3}{12} = \frac{2.362205 * 0.11811^3}{12} = 0.000324 \text{plg}^4$$

$$a_3 = L * e = 2.362205 * 0.11811 = 0.279plg^2$$

$$x_3 = \frac{L}{2} = \frac{2.362205}{2} = 1.181103plg$$

$$y_3 = L - \frac{e}{2} = 2.362205 - \frac{0.11811}{2} = 2.30315plg$$

$$I_{yy_3} = \frac{e * L^3}{12} = \frac{0.11811 * 2.3602205^3}{12} = 0.129735plg^4$$

$$I_{xx_4} = \frac{e * (L - 2e)^3}{12} = \frac{0.11811 * (2.362205 - 2 * 0.11811)^3}{12} = 0.094577plg^4$$

$$a_4 = e * (L - 2e) = 0.11811 * (2.362205 - 2 * 0.11811) = 0.2511plg^2$$

$$x_4 = L - \frac{e}{2} = 2.362205 - \frac{0.11811}{2} = 2.30315plg$$

$$y_4 = e + \frac{(L - 2e)}{2} = 0.11811 + \frac{(2.362205 - 2 * 0.11811)}{2} = 1.181103plg$$

$$I_{yy_4} = \frac{(L - 2e) * e^3}{12} = \frac{(2.362205 - 2 * 0.11811) * 0.11811^3}{12} = 0.000292plg^4$$

Tabla 38: Determinación de c del tubular

Elementos	ai	(xi) ⁻	(yi) ⁻	ai*(xi) ⁻	ai*(yi) ⁻	$xc_1 = \frac{\sum ai * \bar{x}_i}{A}; yc_1 = \frac{\sum ai * \bar{y}_i}{A}$		
1	2	3	4	5=2x3	6=2x4	7		
1	0.279	1.181103	0.059055	0.32953	0.01648	xc1=	1.25221/1.0602=	1.181
2	0.2511	0.059055	1.181103	0.01483	0.29657	yc1=	1.2522/1.0602=	1.181
3	0.279	1.181103	2.30315	0.32953	0.64258			
4	0.2511	2.30315	1.181103	0.57832	0.29657			
Σ	1.0602			1.25221	1.2522			

Tabla 39: Determinación de I del tubular

$I(xxi) \approx lo$	d _{yi}	d _{yi} ²	ai d _{yi} ²	$I(xx)^{-}$	$I(yy)^{-} \approx lo$	d _{xi}	d _{xi} ²	ai d _{xi} ²	$I(yy)^{-}$
8	9	10	11=2x10	12	13	14	15	16=2x15	17
0.000324	-1.121945	1.259	0.351	0.351324	0.129735	0	0	0	0.129735
0.094577	0	0	0	0.094577	0.000292	-1.121945	1.259	0.316	0.316292
0.000324	1.121945	1.259	0.351	0.351324	0.129735	0	0	0	0.129735
0.094577	0	0	0	0.094577	0.000292	1.121945	1.259	0.316	0.316292
Σ				0.891802					0.892054

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{0.891802}{1.0602}} = 0.917 \text{plg}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0.892054}{1.0602}} = 0.917 \text{plg}$$

Módulo de sección

$$S_{ex} = \frac{I}{c} = \frac{0.891802}{1.181} = 0.755 \text{plg}^3$$

Esfuerzo de flexión

$$\sigma_f = 0.6 * F_y = 0.6 * 34.126$$

$$\sigma_f = 20.476 \text{klb/plg}^2$$

Solicitud

$$S_{min} = \frac{M}{\sigma} = \frac{14.994}{20.476} = 0.732 \text{plg}^3$$

Comparación

$$S_{ex} > S_{ex}$$

$$0.755 \text{plg}^3 > 0.732 \text{plg}^3$$

Entonces se acepta el diseño.

Tensor (Perno)

Para asegurar este encofrado y evitar que se desplome hacia los lados utilizaremos pernos, que pasan de un tablero hacia el que se encuentra del otro lado de la pared; el cual se procederá a diseñar a continuación.

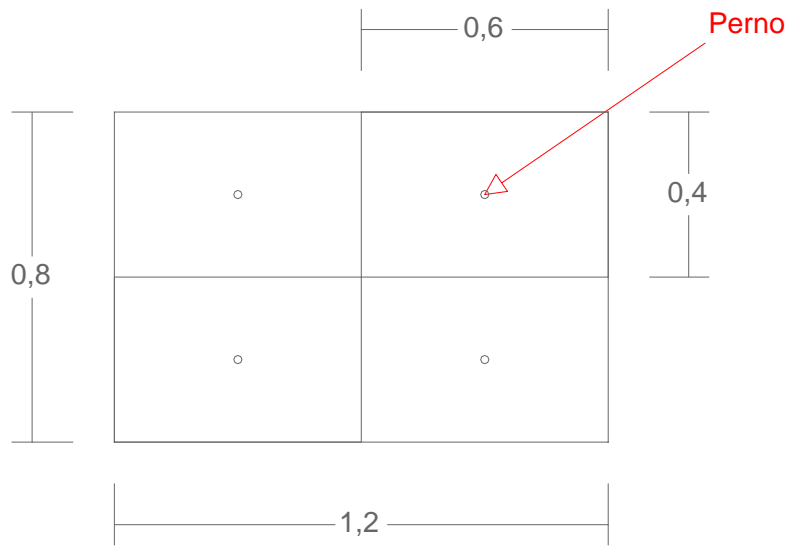


Figura 60: Esquema del encofrado con pernos (tensores)

Entonces procedemos a determinar la carga que va a soportar nuestro perno y dividimos el área del tablero en 4 partes; entonces tenemos una sección de 0.6 m por 0.4m. Recordando el espesor de la pared es de 0.1m y el peso específico del hormigón es 2.4t/m³.

Así es que la carga que soportará el perno siendo el más critico el de la parte más baja de la pared y considerando toda su altura H = 2.25m.

$$P = 0.6 * 2.25 * 0.1 * 2.24$$

$$P = 324\text{kg} = 0.714\text{klb}$$

$$\sigma_{imp} = 0.6 * Fy = 0.6 * 34.126$$

$$\sigma_{imp} = 20.476\text{klb/plg}^2$$

$$A' = \frac{P}{\sigma_{imp}} = \frac{0.714}{20.476}$$

$$A' = 0.226\text{cm}^2$$

Para $\Phi = 10\text{mm}$

$$A = \frac{\pi * \Phi^2}{4} = \frac{\pi * 1^2}{4}$$

$$A = 0.785\text{cm}^2$$

Comparación

$$A > A'$$

$$0.785\text{cm}^2 > 0.226\text{cm}^2$$

Entonces se acepta el diseño

Y este tensor soportaría una carga de $0.785 \cdot 2400 = 1884\text{kg}$

CAPITULO 5

Diseño de Seudo Columnas

5.1 Generalidades

Las columnas y seudo culumnas se diseñan considerando que solo sufrirán efectos de compresión pura, es decir que los elementos verticales carecen de momentos flectores, esto se debe a la condición básica de articulación entre seudo columna y placa, consideración que deviene de la no conformación de pórticos estructurales.

En este diseño se sigue un proceso de flujo de cargas, que consiste en analizar las cargas que bajan de columna en columna por cada piso hasta la cimentación; comparando las cargas reales de la edificación con las cargas limitantes de las seudo columna; tomando en cuenta que aquellas que no cumplan deberán reforzarse, aumentando su área o diseñándolas como columnas.

Para reforzar las seudo columnas se plantea lo siguiente:

- 1) Las seudo columnas que excedan las cargas limitantes, se diseñarán como hormigón no confinado (que no tiene estribos), tomando un coeficiente de seguridad de 7, suficiente para que no exista pandeo. Para el diseño se utiliza la siguiente expresión:

$$P_{adm} = \frac{f'_c}{7} * A_g$$

Donde:

P_{adm} = Carga admisible

$\frac{f'_c}{7}$ = Esfuerzo de seguridad del hormigón

A_g = Area del hormigón no confinado.

- 2) Cuando las seudo columnas al ser diseñadas como no confinadas lleguen a ser demasiadas voluminosas, se deben rediseñar como columnas, es decir

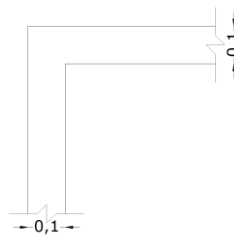
como hormigón confinado; considerando un esfuerzo de seguridad de 50-70 kg/cm².

5.2 Proceso de diseño de Seudo Columnas

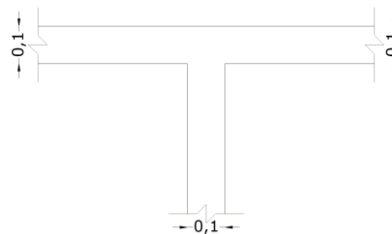
Se ubica en cada planta arquitectónica del edificio los cruces de paredes teniendo así dos tipos:

a) En el mismo piso o nivel

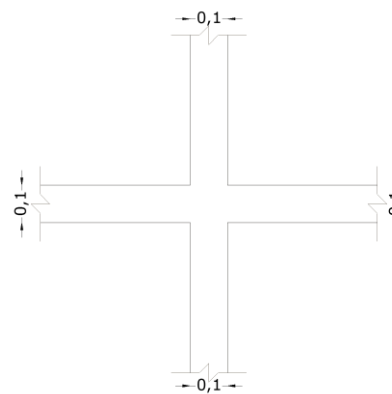
En ángulo



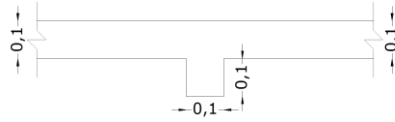
T normal



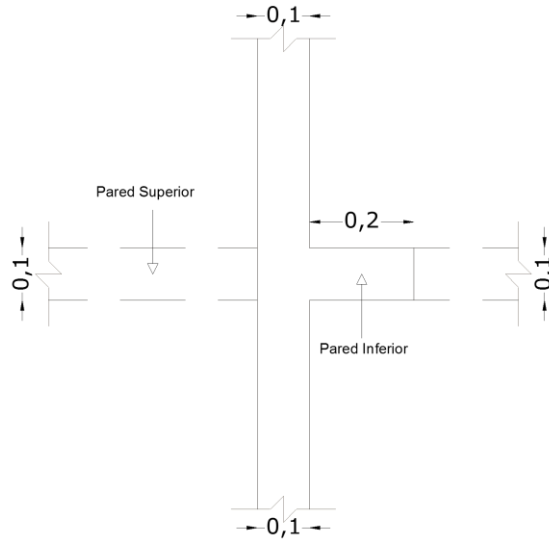
En cruz



T corta



b) Pared de un nivel superior con una de nivel inferior



5.2.1 Cálculo de áreas Cooperantes en Seudo Columnas

Es la determinación del área cooperante para cada seudo columna; tomando en cuenta las luces entre cruce de paredes.

Losa N+2.70m

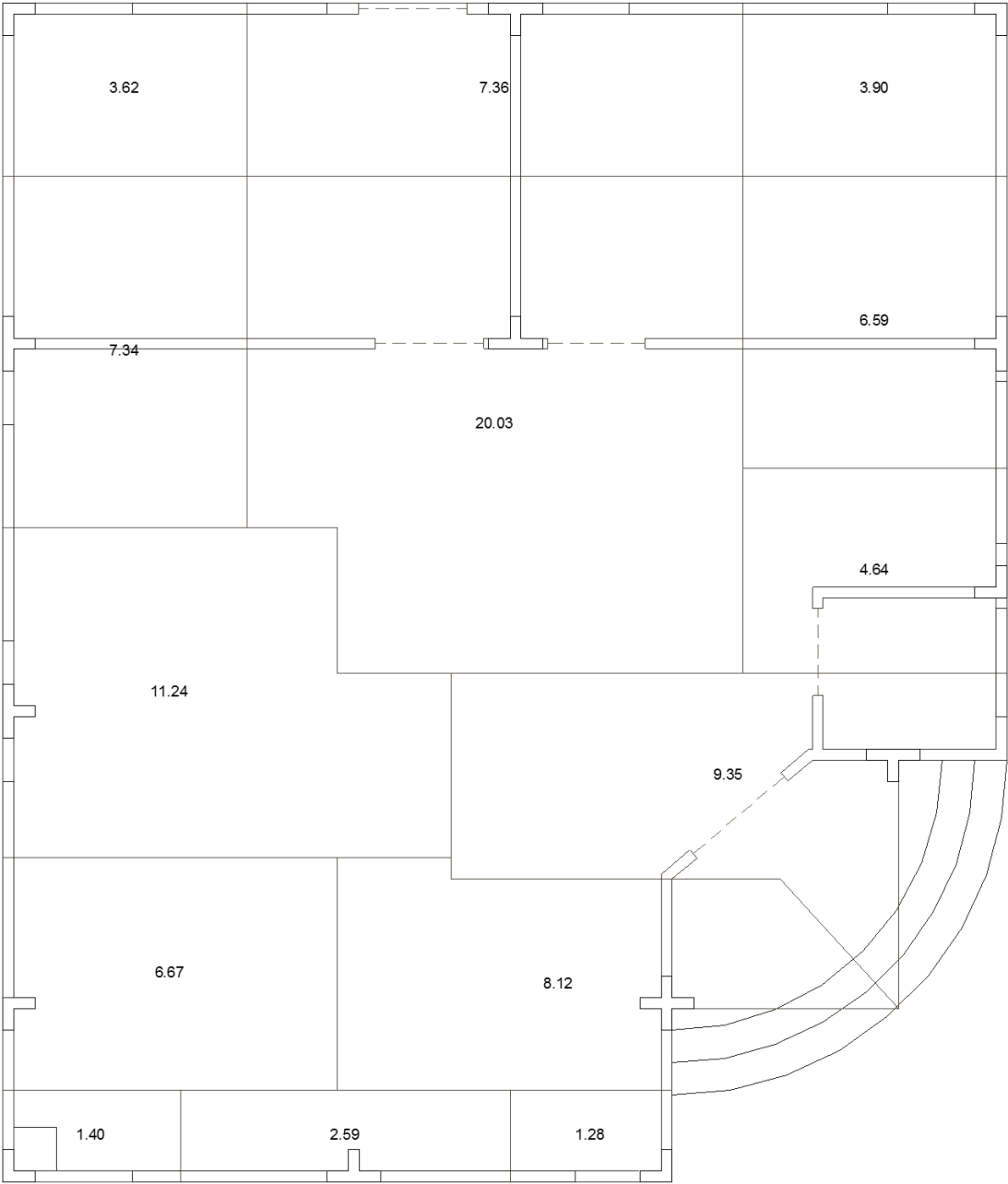


Figura 61: Áreas cooperantes en losa N+2.70m

Losa N+5.20m

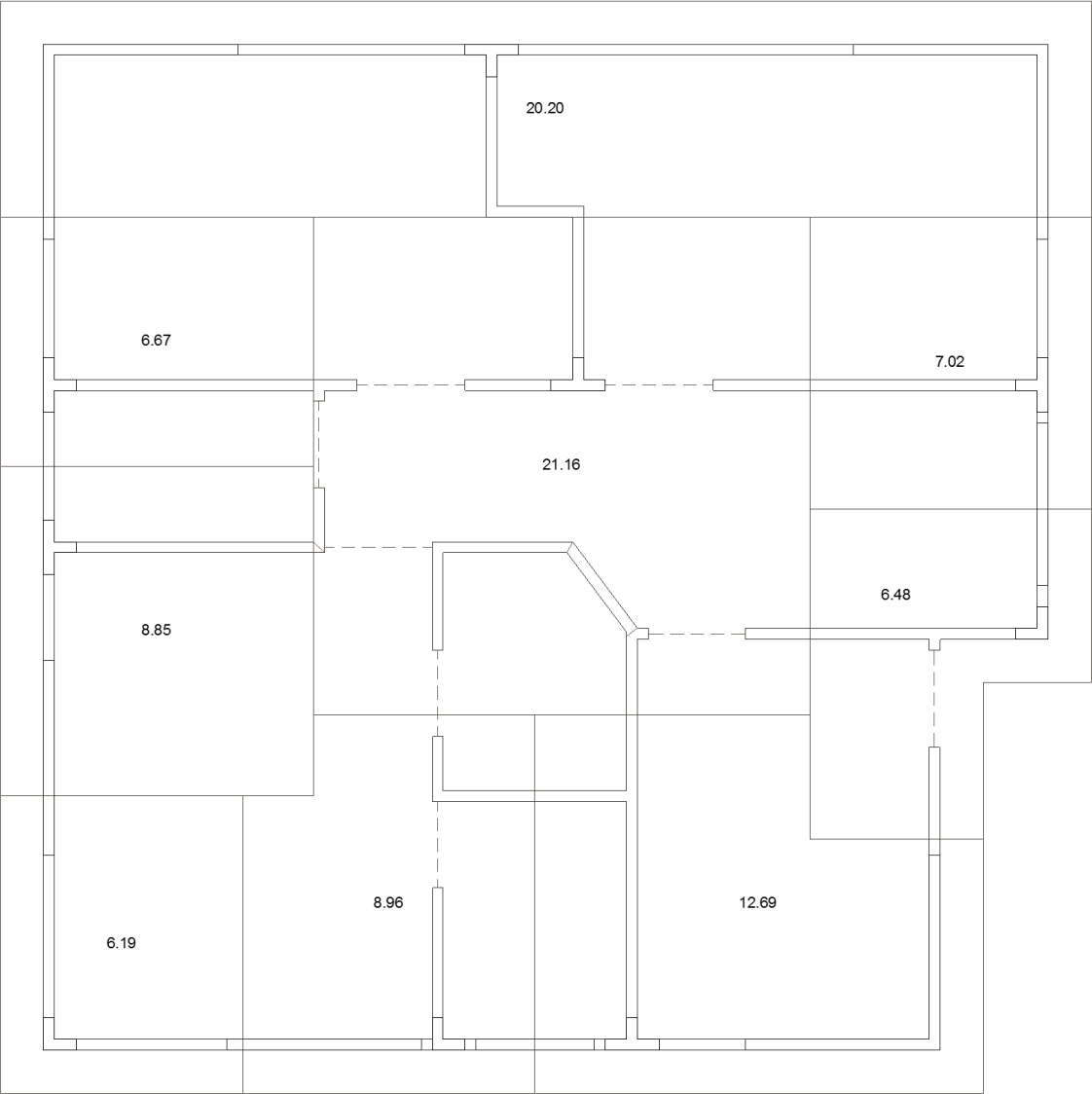


Figura 62: Áreas cooperantes en losa N+5.20m

5.2.2 Cargas Mayoradas

$$P_{sc} = w_t * A_{cs}$$

Donde:

P_{sc} = Carga sobre la pseudo columna

w_t = Carga total de losa/m²

A_{cs} = Área cooperante de la pseudocolumna

Tabla 40: carga/m² en cada losa

Losa	wt
N+	t/m ²
2.70	0.602
5.20	0.452

Losa N+2.70m

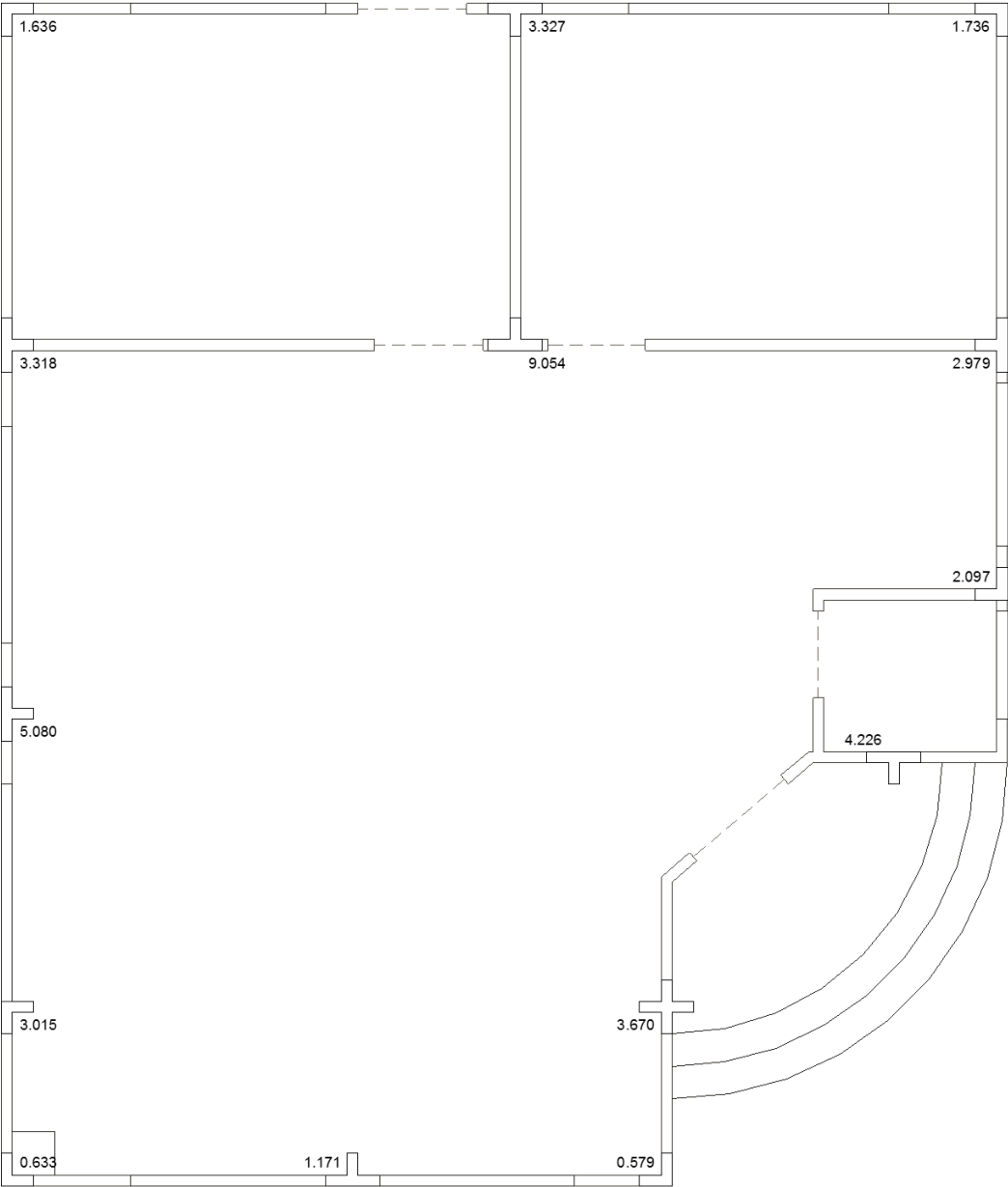


Figura 63: Carga sobre seudo columna en losa N+2.70m

Losa N+5.20m

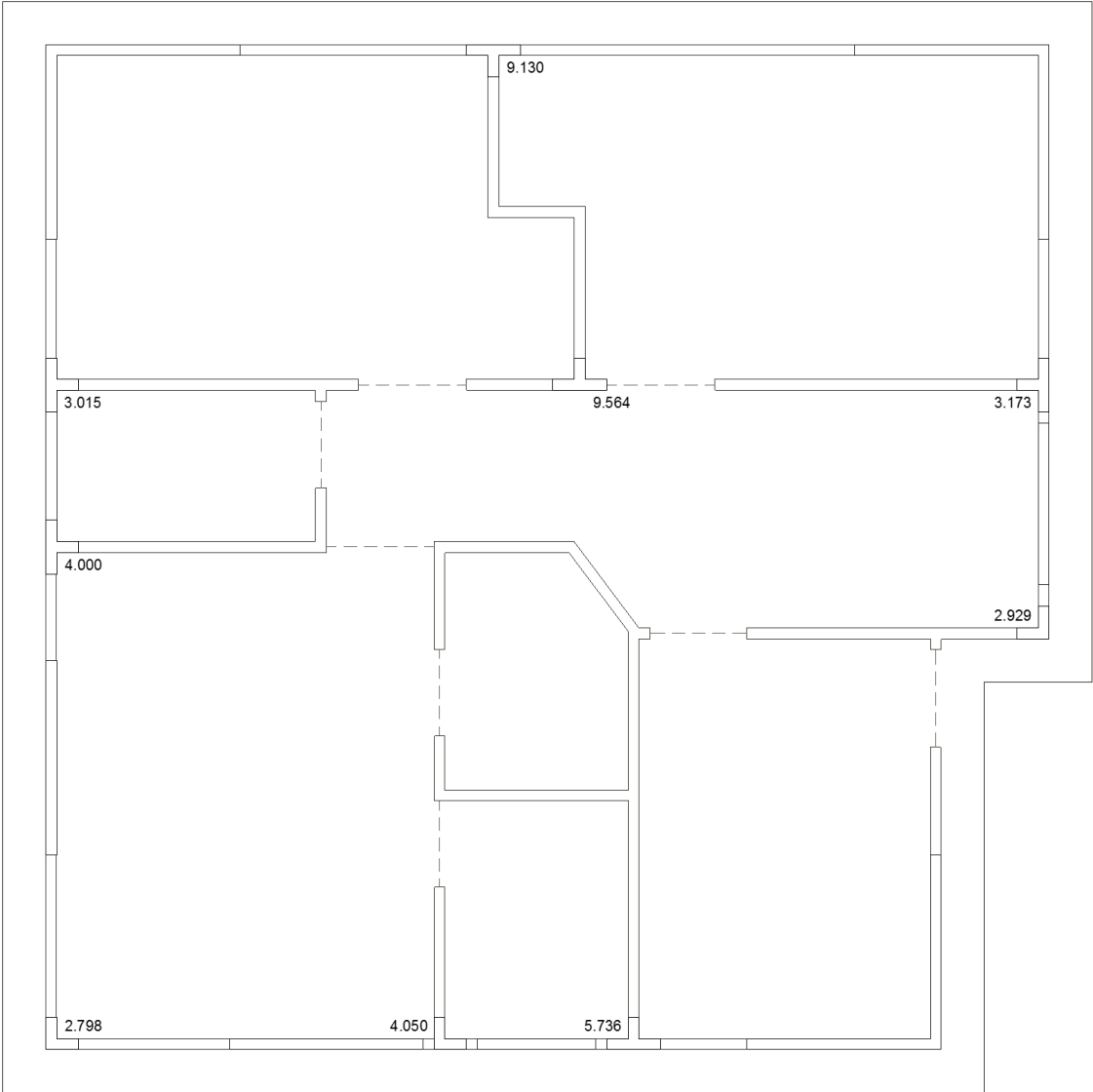


Figura 64: Carga sobre seudo columna en losa N+5.20m

5.2.3 Cálculo del Peso de las paredes Actuantes en la Seudo Columna

$$WP_i = e * h_i * L_i * \gamma_h$$

Donde:

WP_i = Peso de la pared

e = espesor de la pared

h_i = altura de la pared

L_i = Longitud de la pared

γ_h = peso específico del hormigón

$$WP_i = 0.10m * h_i(m) * L_i(m) * 2.4t/m^3$$

$$WP_i = 0.24 * h_i * L_i \quad (t)$$

Losa N+2.70m

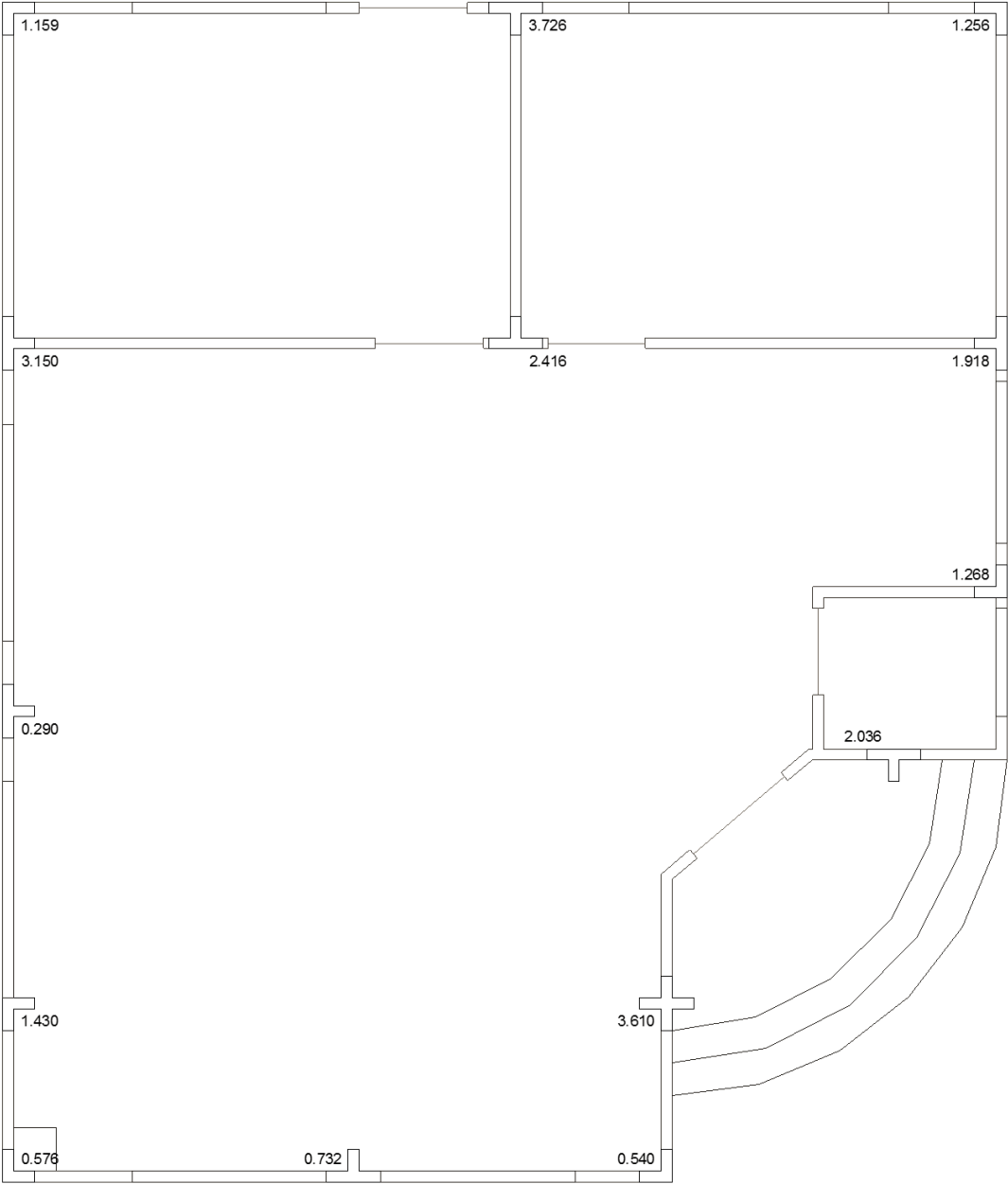


Figura 65: Carga de paredes sobre seudo columna en losa N+2.70m

Losa N+5.20m

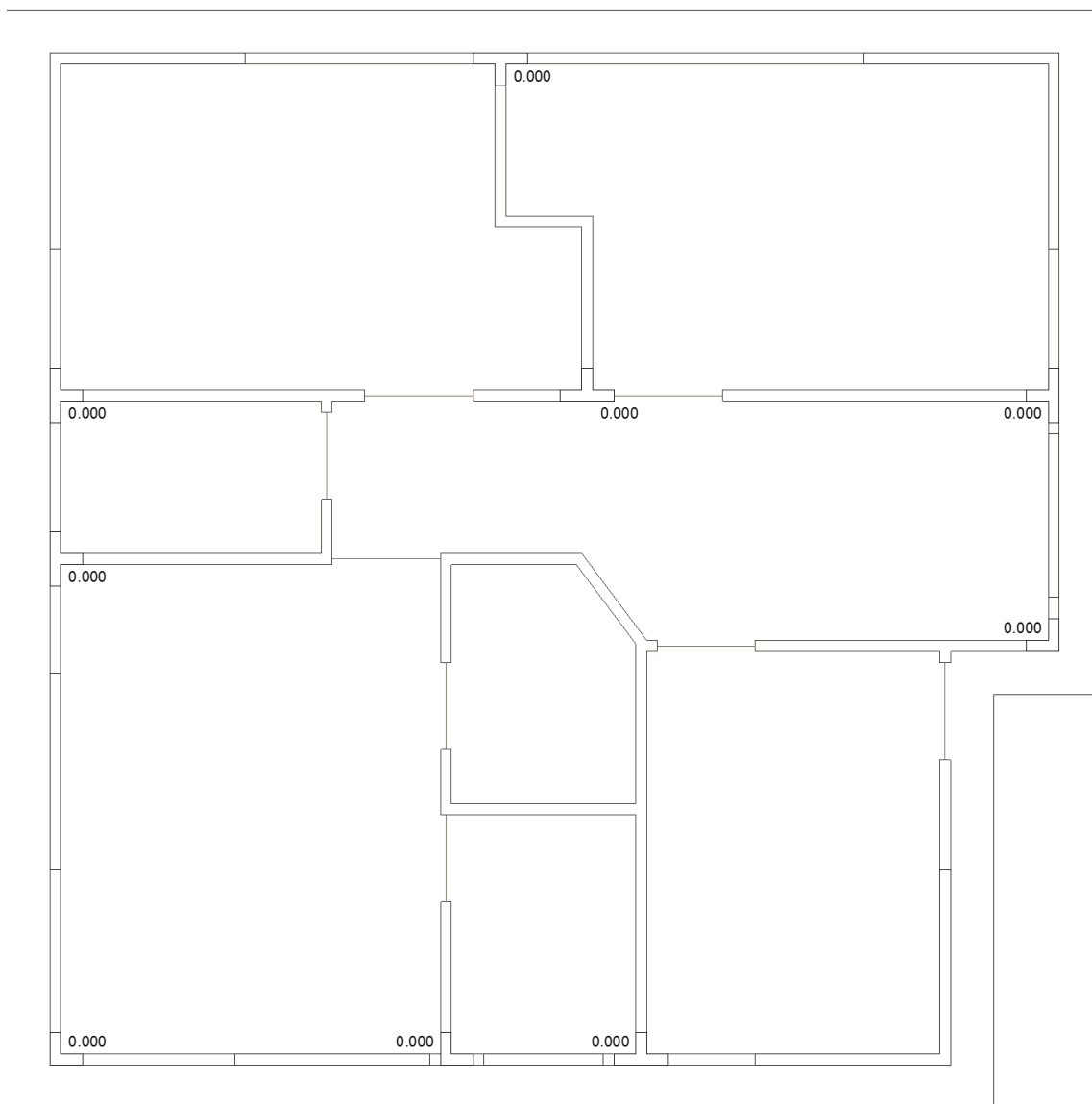


Figura 66: Carga de pared sobre seudo columna en losa N+5.20m

Debido a que en esta losa no existen paredes; la carga de estas es nula.

Flujo de Cargas

Seudo Columna Continua

Este tipo de seudo columna acumula las cargas desde la losa superior hasta la cimentación.

$$P_n = P_{n+1} + A_{csn} * w_n + P_{pn+1}$$

Donde:

P_n = Carga total en la cabeza de la seudo columna en la planta n

P_{n+1} = Carga en la cabeza de la seudo columna de la planta superior respecto a la planta donde estamos determinando P_n (Carga Acumulada Losa Superior)

A_{csn} = Área cooperante de la seudo columna

w_n = Carga total de losa/m²

P_{pn+1} = Peso de las paredes del área cooperante ubicadas en el piso superior al de cálculo.

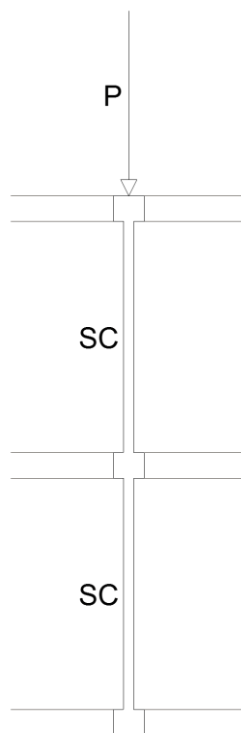


Figura 67: Seudo columnas continuas

Seudo Columna Discontinua

En el caso de que una seudo columna se interrumpa en un determinado nivel, la carga que fluía sobre esta debe disiparse hacia los apoyos por medio de las vigas pared; y a través de estos que por lo general son nuevas seudo columnas continuar fluyendo hasta la cimentación. Por esta razón las seudo columnas que se interrumpen, deben estar dentro de una viga pared; siendo estas las cargas flotantes que aparecen en dichas vigas.

Así, se presentan dos casos de este tipo de seudo columnas:

Caso a)

Aquí las cargas de la seudo columna se transmiten por la viga pared hacia las otras seudo columnas inferiores

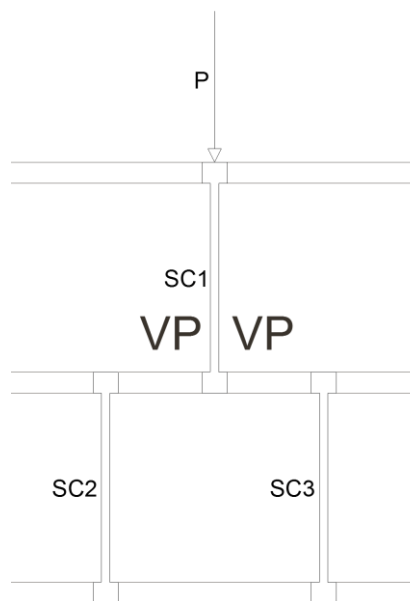


Figura 68: Seudo columnas descontinuas caso a)

Caso b)

Si la viga pared no es continua en los apoyos extremos, se resuelve estructuralmente encontrando las reacciones en los apoyos y la carga buscada será; la suma algebraica de las reacciones y las cargas que fluyen por las seudo columnas.

Losa N+2.70m

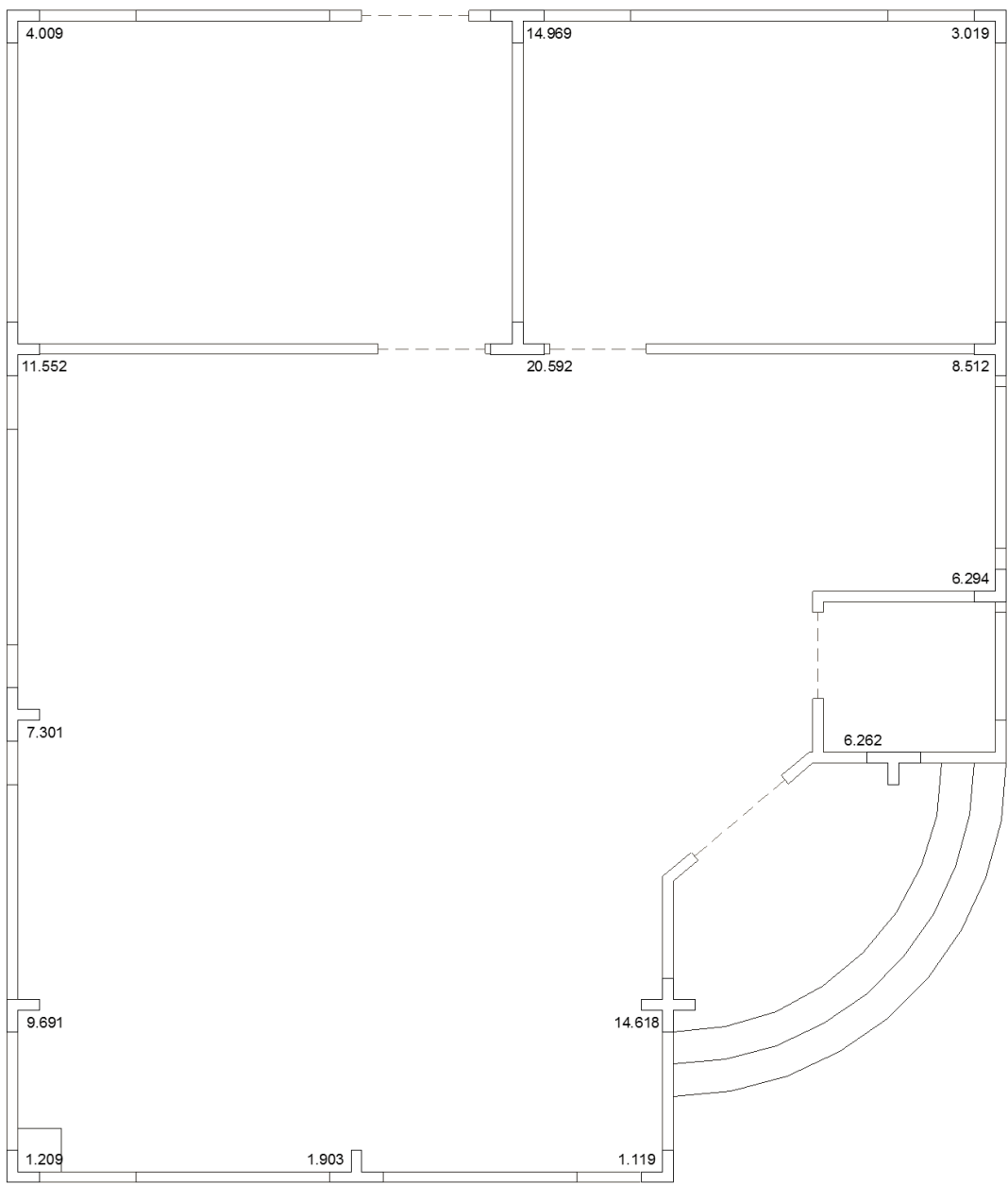


Figura 70: Flujo de cargas en seudo columnas en losa N+2.70m

Losa N+5.20m

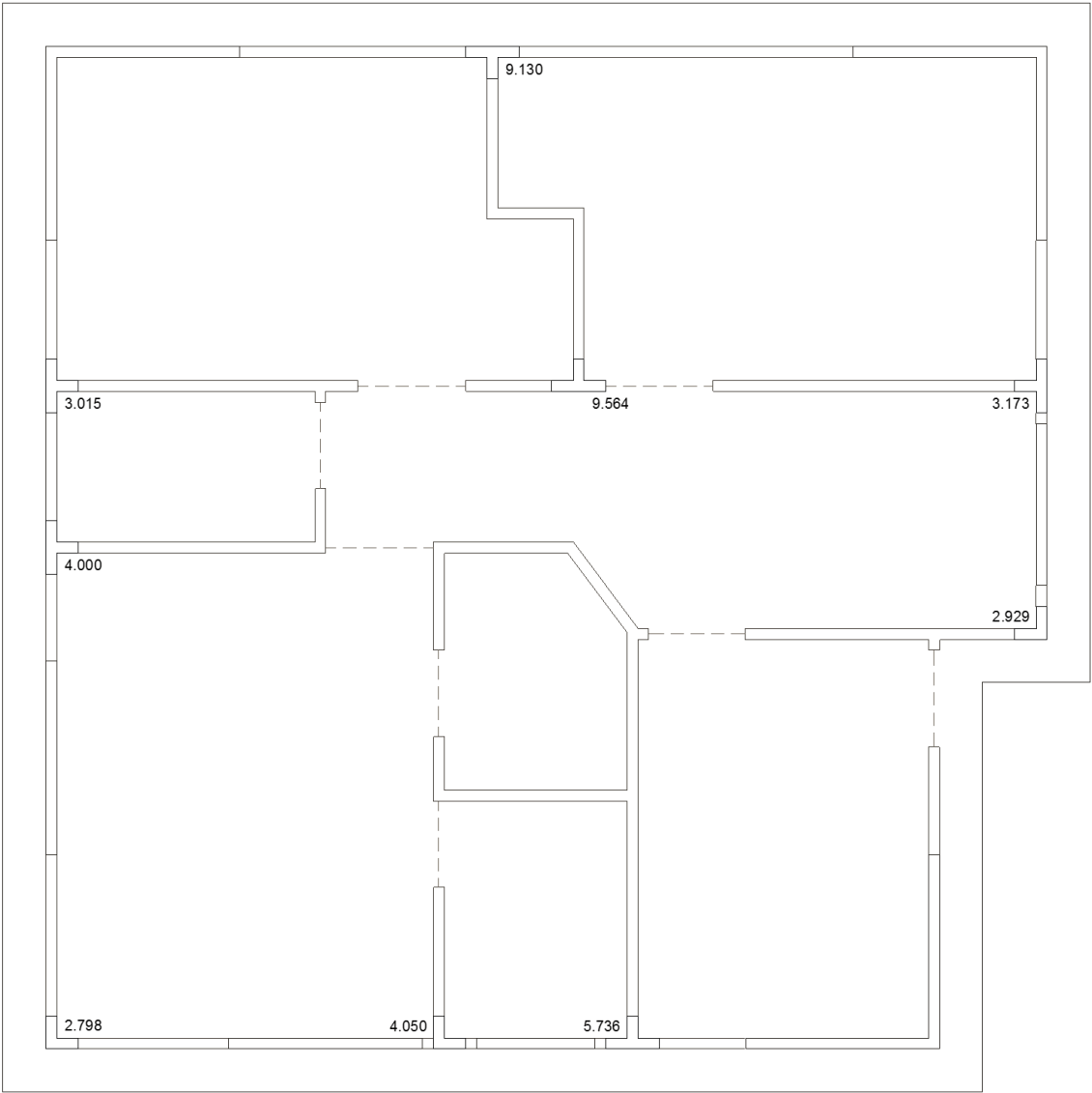


Figura 71: Flujo de cargas en seudo columnas en losa N+2.70m

5.3 Ubicación de Seudo Columnas a Reforzarse

Losa N+2.70m

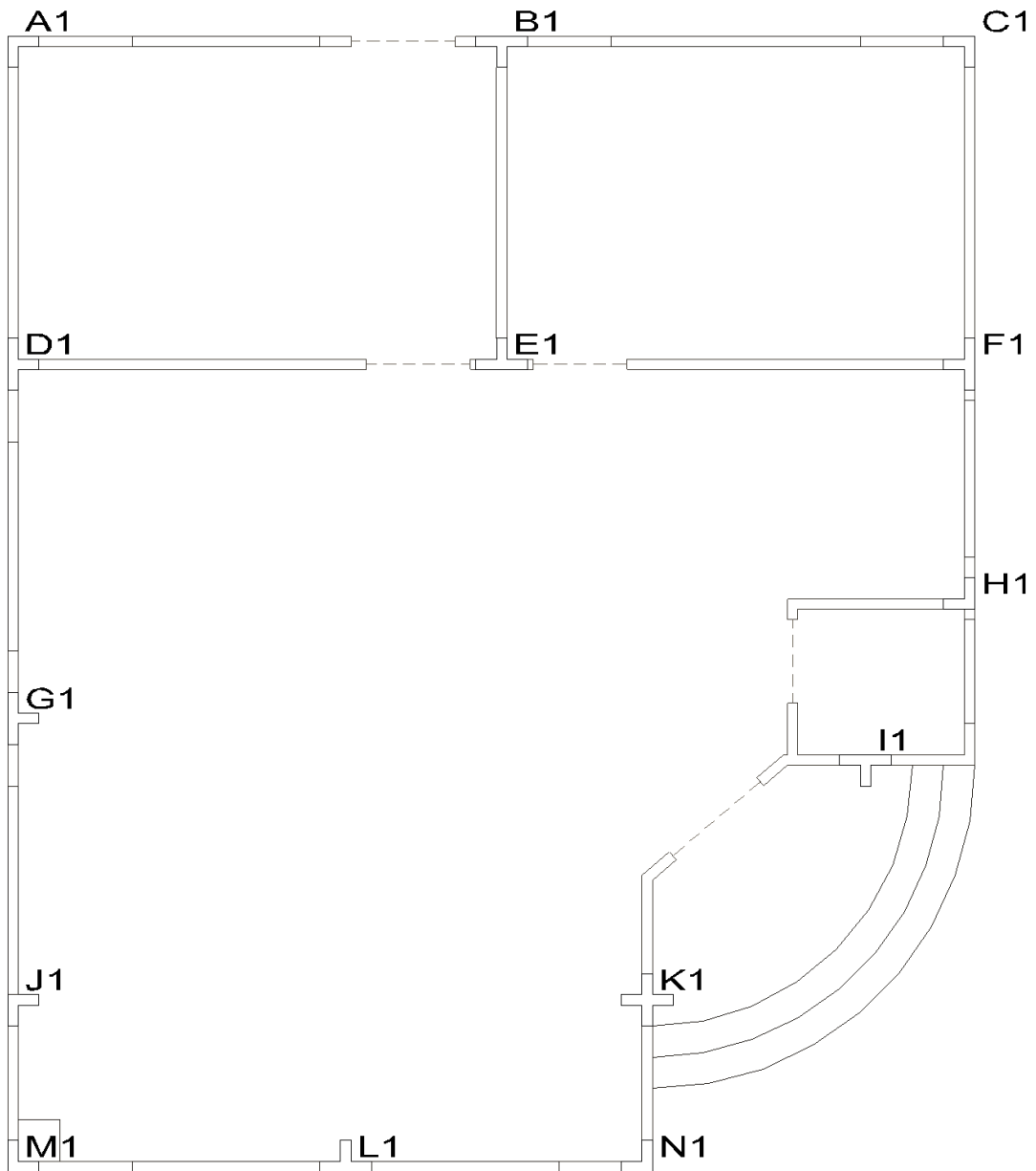


Figura 72 Ubicación de seudo columnas a reforzarse en los N+2.70m

Losa N+2.70m

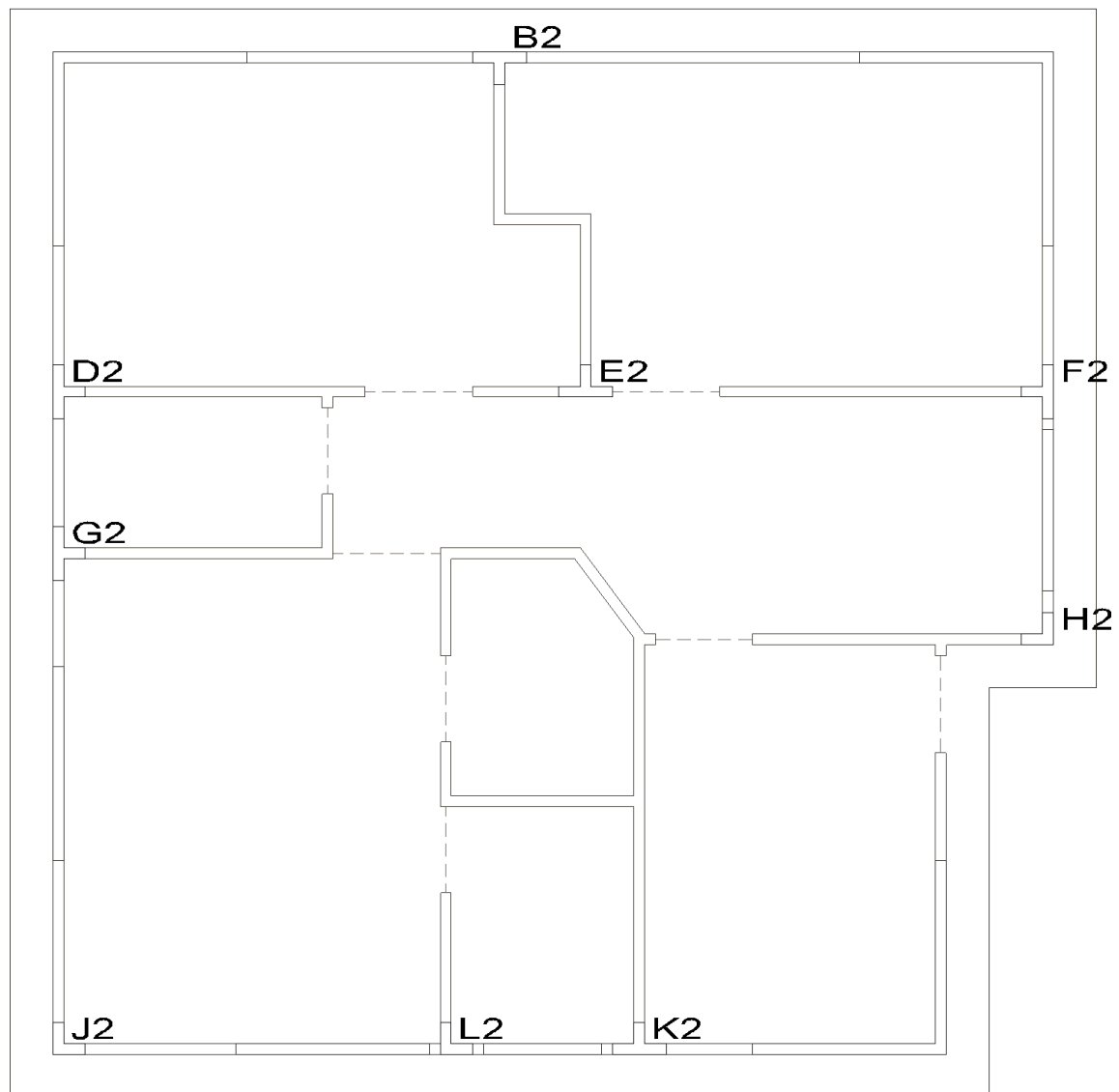


Figura 73: Ubicación de seudo columnas a reforzarse en los N+5.20m

5.4 Dimensionamiento

Para la realización del dimensionamiento de las pseudo columnas, se hace una revisión planta por planta de las cargas reales que soportan las mismas respecto a las cargas limitantes de las mismas; en el caso que las cargas reales sean superiores a las limitantes, tendrán que reforzarse para satisfacer los requerimientos de carga. Para esto se consideran 2 formas para reforzarlas.

- 1) Considerándolas como pseudo columnas, se incrementa el área de hormigón, sin olvidar el coeficiente de seguridad utilizado de 7.
- 2) Considerando como columnas solicitadas solo a compresión; siendo en este caso el coeficiente de seguridad 3.

Así entonces se utiliza la siguiente ecuación:

$$P_{adm} = \frac{f'_c}{3} * A_g * (k + W_0 * B_0)$$

Donde:

P_{adm} = Carga admisible

f'_c = Esfuerzo a la compresión del hormigón

3 = Factor de seguridad necesario para obtener el esfuerzo de seguridad del hormigón.

A_g = Área del hormigón

$k = 0.85$

$W_0 = \frac{A_s}{A_g}$ = Relación de áreas

A_s = Área del acero

$B_0 = \frac{F_y}{f'_c}$ = Relación entre los esfuerzos de acero y hormigón

En el método existen secciones tipo para el desarrollo del mismo; pero ya que en el proyecto de estudio existen cargas mucho menores que las que soportan dichas secciones, se opta por adaptar las secciones al proyecto de estudio.

De esta manera se diseña el proyecto así:

Coeficiente de seguridad = 7 (hormigón no confinado)

$$\text{Presión de seguridad} = \frac{f'c}{7} = \frac{210}{7} = 30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \frac{300\text{t}}{\text{m}^2}$$

Peso específico del Hormigón = 2.4t/m³

Altura Libre de la pared = 2.25m

Espesor de Pared = 0.10m

N+ 5.20m

Tabla 41: Diseño de seudo columnas N+5.20m

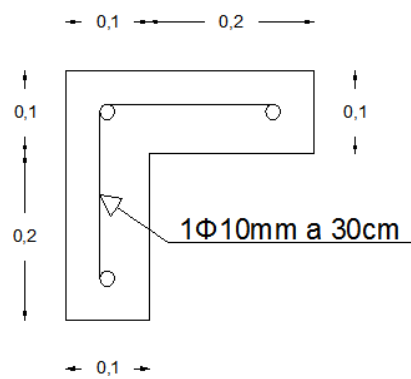
Seudo columna	Tipo	Area de losa m²	Carga Pared t	Carga Col. t	Carga Total t	Ag m²	Pad t	Pp t	Comprar.
B2	T	20.20	0.000	0.000	9.130	0.07	21.00	0.378	OK
D2	T	6.67	0.000	0.000	3.015	0.07	21.00	0.378	OK
E2	T	21.16	0.000	0.000	9.564	0.07	21.00	0.378	OK
F2	T	7.02	0.000	0.000	3.173	0.07	21.00	0.378	OK
G2	T	8.85	0.000	0.000	4.000	0.07	21.00	0.378	OK
H2	L	6.48	0.000	0.000	2.929	0.05	15.00	0.270	OK
J2	L	6.19	0.000	0.000	2.798	0.05	15.00	0.270	OK
L2	L	8.96	0.000	0.000	4.050	0.05	15.00	0.270	OK

N+ 2.70m

Tabla 42: Diseño de seudo columnas N+2.70m

Seudo columna	Tipo	Area de losa m²	Carga Pared t	Carga Col. t	Carga Total t	Ag m²	Pad t	Pp t	Comprar.
A1	L	3.62	1.159	1.214	4.009	0.05	15.00	0.270	OK
B1	T	7.36	3.348	8.294	14.969	0.07	21.00	0.378	OK
C1	L	3.90	1.256	0.000	3.019	0.05	15.00	0.270	OK
D1	T	7.34	2.394	5.840	11.552	0.07	21.00	0.378	OK
E1	T	20.03	2.038	9.500	20.592	0.07	21.00	0.378	OK
F1	T	6.59	1.540	3.993	8.512	0.07	21.00	0.378	OK
G1	T	11.24	0.290	1.931	7.301	0.07	21.00	0.378	OK
H1	L	4.64	0.998	3.199	6.294	0.05	15.00	0.270	OK
I1	T	9.35	2.036	0.000	6.262	0.07	21.00	0.378	OK
J1	L	6.67	1.160	5.516	9.691	0.05	15.00	0.270	OK
K1	+	8.12	2.962	7.986	14.618	0.09	27.00	0.486	OK
L1	T	2.59	0.732	0.000	1.903	0.07	21.00	0.378	OK
M1	L	1.40	0.576	0.000	1.209	0.05	15.00	0.270	OK
N1	L	1.28	0.540	0.000	1.119	0.05	15.00	0.270	OK

Tipo Angulo “L”

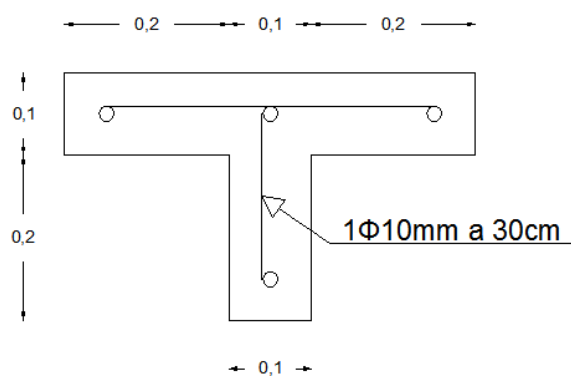


$$A_g = 500\text{cm}^2$$

$$P_{adm} = 15\text{t}$$

$$3\Phi 10\text{mm}$$

Tipo “T”

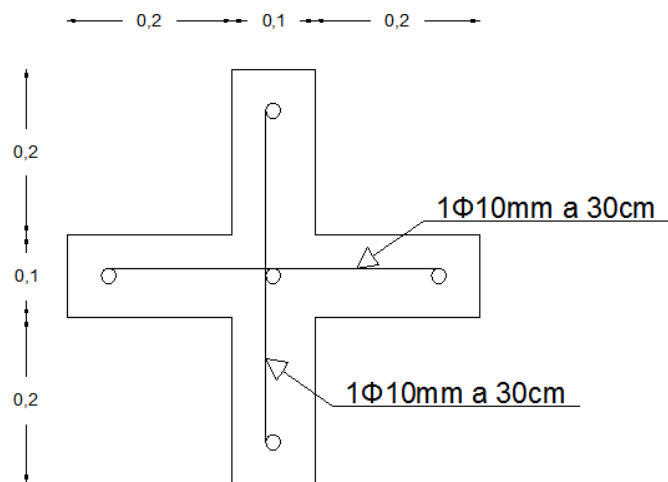


$$A_g = 700\text{cm}^2$$

$$P_{adm} = 21\text{t}$$

$$4\Phi 10\text{mm}$$

Tipo Cruz “+”



$$A_g = 900\text{cm}^2$$

$$P_{adm} = 27\text{t}$$

$$5\Phi 10\text{mm}$$

CAPITULO 6

Diseño Sísmico

6.1 Generalidades

Como se sabe, los sismos producen movimientos que se transmiten desde el suelo hacia la estructura que se encuentra cimentada en él; los cuales se manifiestan como cargas horizontales, las cuales se analizan por métodos dinámicos y elásticos.

De acuerdo a como se ha venido analizando al sistema Prismo Resistente se conoce que automáticamente el centro de masas coincide con su elasto centro, lo cual evita que se produzca una excentricidad y por ende un girógeno; haciendo que no exista torsión en edificio. Cuando el girógeno se produce; tiene 2 componentes: una perpendicular al eje vertical; la cual es flectora que puede ser calculada por métodos elásticos y la otra paralela a este; que es torsora y solo se calcula mediante métodos analógicos en mesas de vibración con aceleración cuantificada; este proceso fue realizado por el autor del método “Prismo resistente” en los laboratorios del Centro de Física de la Facultad de Ingeniería en Ciencias Físicas y Matemática de la Universidad Central del Ecuador, dando como resultado principal que para este sistema de construcción el efecto de torsión sea nulo para cargas accidentales asimétricas y despreciable para cargas con fuerte irregularidad en su intensidad y ubicación.

Cuantificación de fuerzas Sísmicas.

Para el método de estudio la cuantificación de fuerzas sísmicas tiene varias diferencias con el método tradicional con lo que respecta al análisis estático según el CEC.

Los criterios para la cuantificación de estas cargas sísmicas son extensamente detallados en la Tesis “Diseño de un edificio sobre Terreno a Desnivel por el Método Prismo Resistente”, Facultad de Ingeniería, U.C., 1991, Capítulo N°8. A continuación se muestra el resumen de los mismos, los mismos que son considerados por el Ing. Alberto Larrea Borja:

- El coeficiente de sismicidad $I^*K^*C^*S$ vale 0.20.

- El calculo del Corte basal V, toma como peso de la estructura el 100% de carga muerta + el 100% de carga viva.
- El corte basal se lo distribuirá en cada piso ya no en función de la altura y del peso de cada nivel, sino que será directamente el 0.20 del peso acumulado desde el último piso hasta el del análisis.
- La fuerza de tope es nula, debido a que no se consideran los últimos modos de vibración de la estructura en caja, por ser los desplazamientos depreciables en relación con el sistema tradicional (Periodo de vibración de la estructura < 0.7 segundos).
- Cuando el edificio se someta a empujes adicionales, éstos se sumarán a las fuerzas sísmicas. Los edificios ubicados en terrenos planos tendrán igual sollicitación sísmica en las 2 dimensiones del plano que se encuentran asentadas.
- Por la distribución homogénea de las masas y rigideces de los elementos, se desprecia el efecto de torsión durante el evento sísmico.

Cálculo y Distribución de Fuerzas Sísmicas

Para la determinación de la carga por piso tenemos en cuenta lo siguiente:

$$W_i = W_{CM} + W_{CV}$$

$$W_{CM} = W_L + W_P$$

$$W_L = A_L * W_{LM}$$

$$W_P = (L_{VP} * h_{VP} + L_P * h_P - A_v) * e_p * \delta_h$$

$$W_{CV} = A_L * W_v$$

Donde:

W_i = peso total por piso

W_{CM} = carga muerta por piso

W_{CV} = carga viva por piso

W_L = carga de losa por piso

W_P = carga de paredes y vigas pared por piso

W_{LM} = carga de losa/m²

W_V = carga viva/m²

L_{VP} = longitud total de vigas pared por piso

h_{VP} = altura libre de viga pared

L_P = longitud total de paredes por piso

h_P = altura libre de pared

A_V = área de vacíos total por piso; ventanas, puertas

e_P = espesor de pared y vigas pared, que en nuestro caso es 0.1m

δ_h = peso específico del hormigón; 2.4 t/m³

Cálculo y Distribución de Fuerzas Sísmicas

Tabla 43: Cálculo y distribución de Fuerzas sísmicas

Nivel m	Area de Losa m ²	W_L t	W_P t	W_{CM} t	W_{CV} t	W_i t	F_i t	S_i t
5.20	98.21	34.570	0.000	34.570	9.821	44.391	8.878	8.878
2.70	94.11	33.127	23.840	56.967	23.528	80.495	16.099	24.977

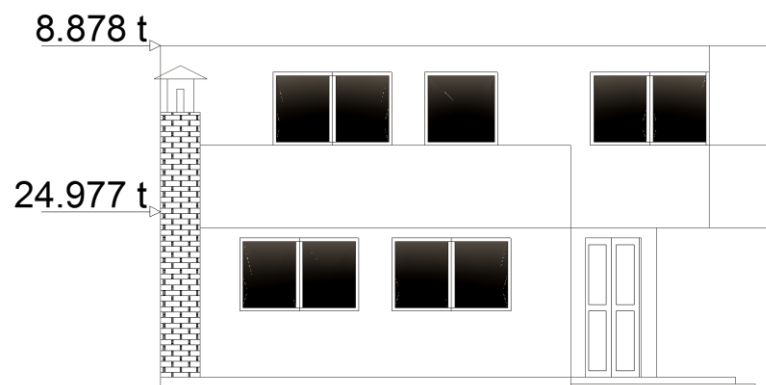


Figura 74: Cálculo y distribución de Fuerzas sísmicas

Se recuerda que el sistema prismático no es una estructura aporticada, ya que las uniones entre los elementos, no forman nudos de rigidez, sino en forma de bisagras.

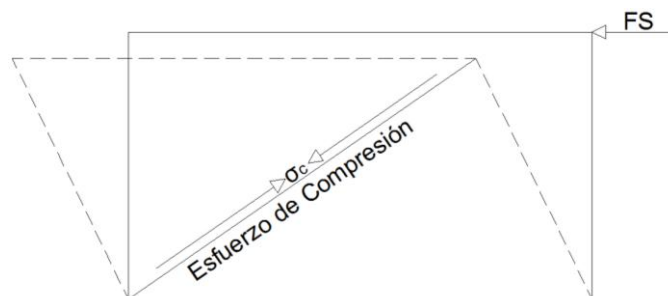
6.2 Diseño de las Paredes al Sismo

Para diseñar las paredes se deben seguir los siguientes pasos:

1. Se calcula el esfuerzo de rotura al pandeo que se presenta en el instante que se produce el sismo; dicho esfuerzo se calcula en todas las paredes por cada metro longitudinal de la misma.
2. Se calcula el esfuerzo total de rotura al pandeo que se presenta en todas las paredes de cada piso, este cálculo se realiza en los 2 sentidos.
3. Se realiza la resta entre la fuerza sísmica total con la fuerza total de rotura al pandeo; esta diferencia se la hace en cada piso de la estructura.
4. Si al realizarse la diferencia, da positivo; dicha fuerza deberá ser absorbida por el acero a diseñar en las paredes; caso contrario se colocará $1\Phi 10\text{mm}$ @ 80cm a 45° de inclinación en ambos sentidos; siendo la armadura normativa que se colocará en las paredes

1. CALCULO DEL ESFUERZO DE ROTURA/m DE PARED

Cuando el edificio oscila en un determinado sentido por acción de sismo en un instante dado, va a existir un esfuerzo de compresión en las paredes. Dicho esfuerzo es el que se calcula en las paredes/m de la misma.



Este cálculo es necesario, dado que las paredes son las que soportarán el sismo; estas se encuentran armadas al 45° de la base de las mismas. El esfuerzo de compresión se calcula al pandeo en una franja de 1m de longitud horizontal.

El cálculo del esfuerzo de rotura al pandeo se calcula en función del esfuerzo a la rotura, dividiéndolo para un factor de seguridad que el autor toma como 5. El esfuerzo a la rotura se calcula según la formula de Euler:

$$\sigma_r = \frac{\pi^2 * E}{k \left(\frac{L}{r} \right)^2}$$

Y sabiendo que:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad L = \sqrt{2} * H$$

Entonces;

$$\sigma_r = \frac{\pi^2 * E}{k \left(\frac{\sqrt{2} * H}{r \sqrt{\frac{I}{A}}} \right)^2} = \frac{\pi^2 * E * I}{2 * k * H^2 * A}$$

Y si;

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{b * e^3}{12}, \quad A = b * h = b * e$$

Remplazando tendríamos

$$\sigma_r = \frac{\pi^2 * E * \frac{b * e^3}{12}}{2 * k * H^2 * b * e}$$

Y finalmente:

$$\sigma_r = \frac{\pi^2 * E * e^2}{24 * k * H^2}$$

Donde:

E_c = modulo de rigidez del hormigón.

k = valor que depende del tipo de empotramientos que se tenga. Por ser articulado en los extremos $k=1$.

r = radio de giro

I = Momento de Inercia

A = Área transversal

H = Altura de pared

b = ancho del elemento; en este caso 1 m

e = espesor de la pared

Para la pared tenemos:

$$\sigma_r = \frac{\pi^2 * E_c * e^2}{24 * k * H^2} = \frac{\pi^2 * 15100\sqrt{210} * 10^2}{24 * k * 270^2}$$

$$\sigma_r = 123.438 \text{ kg/cm}^2 = 1234.376 \text{ t/m}^2$$

Este resultado es por cada metro lineal de pared

El esfuerzo de rotura por pandeo será:

$$\sigma_{rp} = \frac{\sigma_r}{F.S} = \frac{\sigma_r}{5}$$

$$\sigma_{rp} = 246.875 \text{ (t/m}^2\text{)/m}$$

En resumen

Tabla 44: Cálculo del esfuerzo a la rotura/m de pared

Nivel	m	E_c	e	k	H	σ_r	σ_{rp}
Desde	Hasta	kg/cm ²	cm		cm	(t/m ²)/m	(t/m ²)m
2.70	5.20	218819.789	10	1	250	1439.777	287.955
0.00	2.70	218819.789	10	1	270	1234.376	246.875

2. El calculo del esfuerzo total de rotura al pandeo se realiza midiendo todas las paredes en un determinado sentido (x-x o y-y) y planta, así:

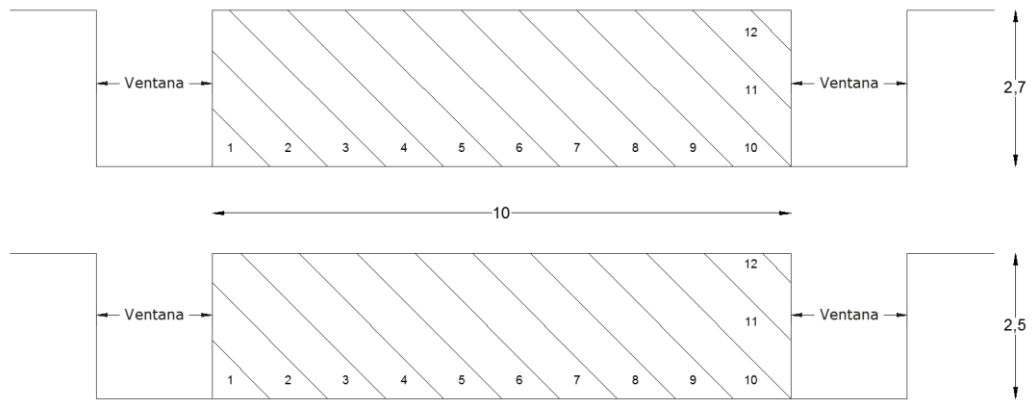


Figura 75: Cálculo del esfuerzo total de rotura por pandeo

$$N_f = L + 2$$

$$A_{tc} = 0.1 * (L + 2)$$

$$\sigma_{trp} = (L + 2) * \sigma_{rp}$$

$$F_{tc} = \sigma_{trp} * A_{tc}$$

Donde:

L = Longitud de la pared

N_f = N° de franjas de 1m de ancho

A_{tc} = Área total de compresión

σ_{trp} = Esfuerzo a la rotura total por pandeo

F_{tc} = Fuerza total de compresión

En el ejemplo se tendría

$$N_f = 10 + 2 = 12m$$

$$A_{tc} = 0.1 * 12 = 1.2m^2$$

$$\sigma_{trp} = 1.2 * 246.875 = 296.256t/m^2$$

$$F_{tc} = 296.256 * 1.2 = 355.507t$$

Ahora se procede a realizar dicho cálculo en cada planta.

Sentido X-X

Tabla 45: Cálculo del esfuerzo total de rotura por pandeo desde N+0.00m hasta N+2.70m (x-x)

Nivel	Desde	0.00	Hasta	2.70
L	N _r	σ_{trp}	A _{tc}	F _{tc}
m	m	t/m ²	m ²	t
1.15	3.15	777.656	0.315	244.962
0.50	2.50	617.188	0.250	154.297
0.85	2.85	703.594	0.285	200.524
1.77	3.77	930.719	0.377	350.881
1.65	3.65	901.094	0.365	328.899
3.35	5.35	1320.781	0.535	706.618
0.60	2.60	641.875	0.260	166.888
3.25	5.25	1296.094	0.525	680.449
1.15	3.15	777.656	0.315	244.962
0.30	2.30	567.813	0.230	130.597
1.50	3.50	864.063	0.350	302.422
1.05	3.05	752.969	0.305	229.656
TOTAL=				3741.155

Tabla 46: Cálculo del esfuerzo total de rotura por pandeo desde N+2.70m hasta N+5.20m (x-x)

Nivel	Desde	2.70	Hasta	5.20
L	N _r	σ_{trp}	A _{tc}	F _{tc}
m	m	t/m ²	m ²	t
1.65	3.65	1051.036	0.365	383.628
0.50	2.50	719.888	0.250	179.972
1.40	3.40	979.047	0.340	332.876
1.70	3.70	1065.434	0.370	394.211
2.45	4.45	1281.400	0.445	570.223
1.28	3.28	944.492	0.328	309.793
2.75	4.75	1367.786	0.475	649.698
2.80	4.80	1382.184	0.480	663.448
1.30	3.30	950.252	0.330	313.583
3.00	5.00	1439.775	0.500	719.888
0.80	2.80	806.274	0.280	225.757
5.70	7.70	2217.254	0.770	1707.286
TOTAL=				6450.363

Sentido Y-Y

Tabla 47: Cálculo del esfuerzo total de rotura por pandeo desde N+0.00m hasta N+2.70m (y-y)

Nivel	Desde	0.00	Hasta	2.70
L	N _r	σ_{trp}	A _{tc}	F _{tc}
m	m	t/m ²	m ²	t
1.65	3.65	901.094	0.365	328.899
1.30	3.30	814.688	0.330	268.847
3.85	5.85	1444.219	0.585	844.868
2.77	4.77	1177.594	0.477	561.712
3.00	5.00	1234.375	0.500	617.188
0.50	2.50	617.188	0.250	154.297
0.35	2.35	580.156	0.235	136.337
0.60	2.60	641.875	0.260	166.888
3.45	5.45	1345.469	0.545	733.281
TOTAL=				3812.317

Tabla 48: Cálculo del esfuerzo total de rotura por pandeo desde N+2.70m hasta N+5.20m (y-y)

Nivel	Desde	2.70	Hasta	5.20
L	N _r	σ_{trp}	A _{tc}	F _{tc}
m	m	t/m ²	m ²	t
1.75	3.75	1079.831	0.375	404.937
1.30	3.30	950.252	0.330	313.583
1.60	3.60	1036.638	0.360	373.190
1.40	3.40	979.047	0.340	332.876
0.60	2.60	748.683	0.260	194.658
0.90	2.90	835.070	0.290	242.170
3.76	5.76	1658.621	0.576	955.366
0.55	2.55	734.285	0.255	187.243
1.55	3.55	1022.240	0.355	362.895
1.45	3.45	993.445	0.345	342.739
1.00	3.00	863.865	0.300	259.160
0.45	2.45	705.490	0.245	172.845
1.70	3.70	1065.434	0.370	394.211
TOTAL=				4130.936

3. Una vez se realice el cálculo del esfuerzo que soportaran las paredes a compresión, se procede a realizar el cálculo de incremento entre la fuerza sísmica total y la fuerza total de rotura al pandeo, así:

$$\Delta F = S_i - \sum F_{tc}$$

Donde:

ΔF = diferencia de fuerzas

S_i = fuerza sísmica

$\sum F_{tc}$ = fuerza total de compresión por piso

Tabla 49: Cálculo del incremento de fuerza sísmica

Nivel m	S_i t	Sentido X-X		Sentido X-X	
		$\sum F_{tc}$ t	ΔF t	$\sum F_{tc}$ t	ΔF t
2.70	24.977	3741.155	-3716.178	3812.317	-3787.340
5.20	8.878	6450.363	-6441.485	4130.936	-4122.058

4. CÁLCULO DE LA ARMADURA PARA LAS PAREDES.

Para el desarrollo de este cálculo, es necesario haber obtenido la diferencia de fuerzas ΔF ; lo que se hizo anteriormente en el paso 3. En este caso al ser las resultantes negativas, tanto en X-X como en Y-Y se deduce que las fuerzas resistentes producidas por las paredes, son mucho mayores que aquellas producidas por el sismo; por lo cual las paredes llevaran el refuerzo mínimo normativo: 1 Φ 10mm @ 80cm diagonal a 45° en ambas direcciones.

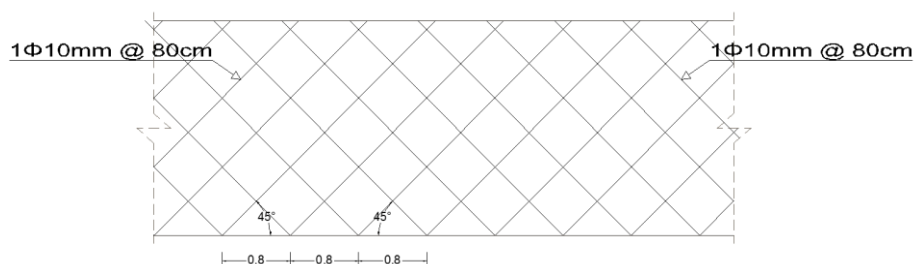


Figura 76: Armadura mínima al sismo

Sin embargo si al calcular ΔF el resultado es positivo, hay que diseñar la pared en el sentido que se produce este valor; hay que absorber dicha fuerza positiva colocando acero de refuerzo calculado de la siguiente manera:

1. Medir la longitud de todas las paredes en el sentido que se produce el $+\Delta F$. Lo que nos da una longitud total de pared.

$$L_t = \sum L_i$$

Donde:

L_t = longitud total de pared en el sentido requerido ($+\Delta F$)

2. Calcular es A_{st} ; partiendo de la siguiente relación:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Para nuestro caso:

$$F_s = \frac{\Delta F}{A_{st}};$$

$$A_{st} = \frac{\Delta F}{F_s}$$

Donde:

A_{st} = área de acero necesario que requiere toda la planta para soportar $+\Delta F$

F_s = Esfuerzo de trabajo del acero $40\%F_y$

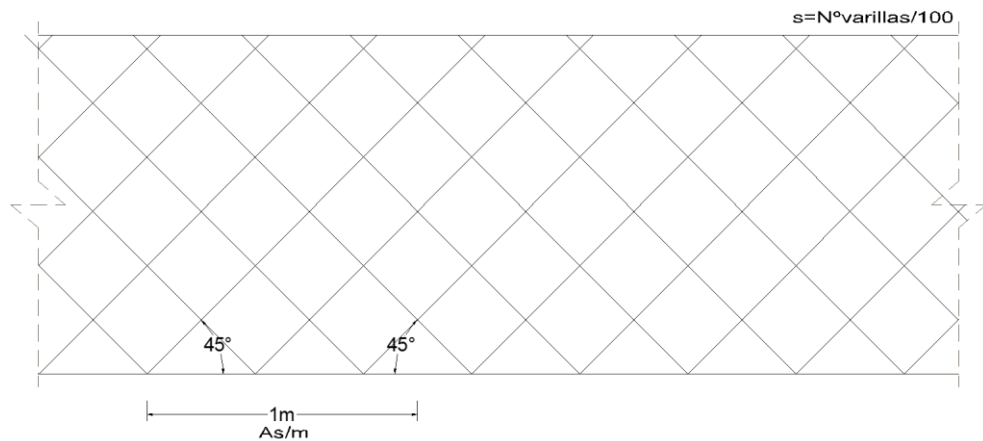
3. Calcular el acero para cada metro de pared

$$A_s = \frac{A_{st}}{L_t}$$

Donde:

A_s = acero por cada metro de pared

4. Una vez realizado el paso anterior, se procede a armar la pared en ambas direcciones; quedando de la siguiente forma:



Donde:

s = espaciamiento entre varillas

Este armado ira en las paredes de los pisos y sentidos que tengan $+\Delta F$.

CAPITULO 7

Cimentaciones y Escaleras

7.1 Generalidades

Tanto cimentaciones como escaleras se diseñan de la manera tradicional; dado que no existe ninguna diferencia entre los métodos.

7.2 Cálculo y Diseño de Cimentaciones

Con el fin de que no existan asentamientos diferenciales, este método requiere que la cimentación sea corrida; es decir vigas de cimentación. Se unen las pseudo columnas mediante vigas T invertidas en las 2 direcciones; las dimensiones de estas se determinan según las condiciones del suelo y la estructura.

A pesar que el prismo resistente es un sistema completamente espacial, se acepta en el cálculo de cada viga el análisis en su respectiva dirección en 2 planos y se la considera continua.

El área total de la cimentación debe resistir la sumatoria de las cargas actuantes en esta; es decir su resultante:

$$R = \sum_{i=1}^n P_i$$
$$Af \geq \frac{R + \%R}{C.P.S}$$

Donde:

R = Resultante

P_i = Cargas actuantes

Af = Área total de cimentación

$C.P.S$ = Capacidad portante del suelo

Cuando las vigas de cimentación estén dimensionadas y definidas, se debe chequear que:

$$C.P.S \geq \frac{R + \%R}{Af}$$

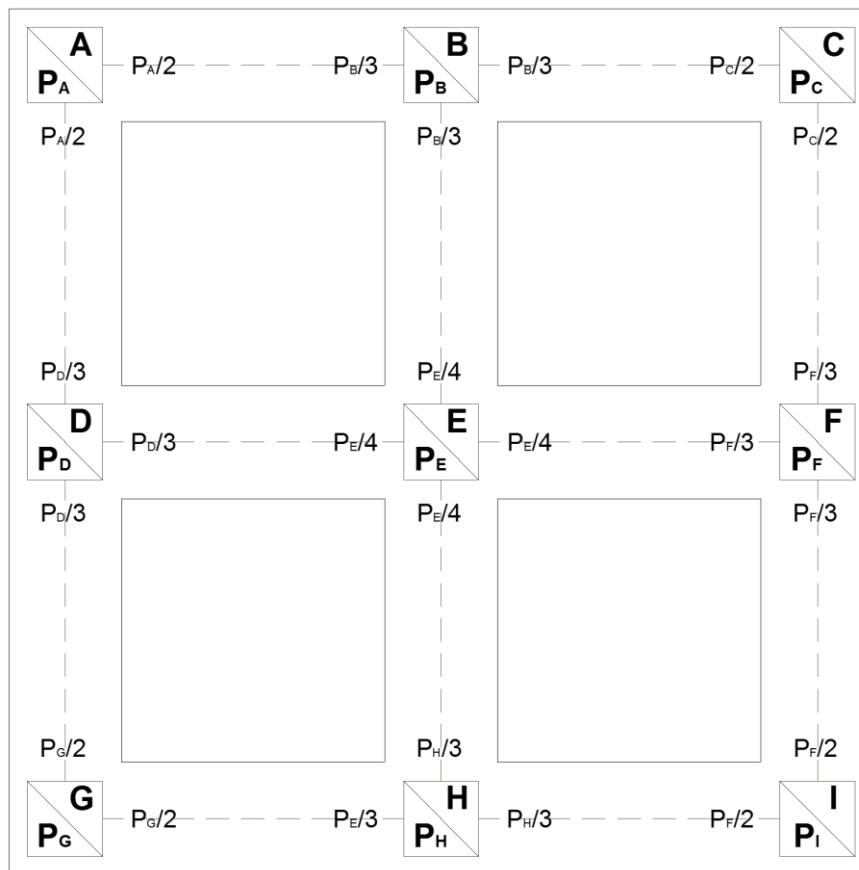


Figura 77: Transferencia de cargas de las pseudo columnas a la cimentaciones

La determinación de las cargas que actúan en cada viga, se realiza siguientes pasos:

- La carga que transmite una pseudo columna cualquiera, se reparte por igual entre el número de trabes que concurren a ella.
- En cada uno de los tramos de las vigas se determina la resultante de cargas total.

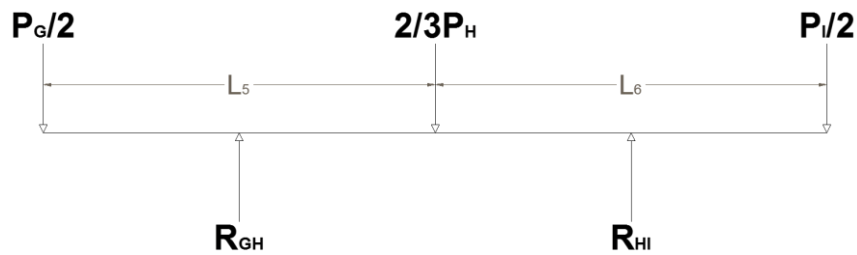


Figura 78: Resultantes en la cimentación

De acuerdo al gráfico tenemos:

Tramo GH

$$R_{GH} = 1.1 \left(\frac{P_G}{2} + \frac{2P_H}{3} \right)$$

Tramo HI

$$R_{HI} = 1.1 \left(\frac{2P_H}{3} + \frac{P_I}{2} \right)$$

- c) Se calcula la carga distribuida, dividiendo la resultante del literal **b** para la longitud del tramo.

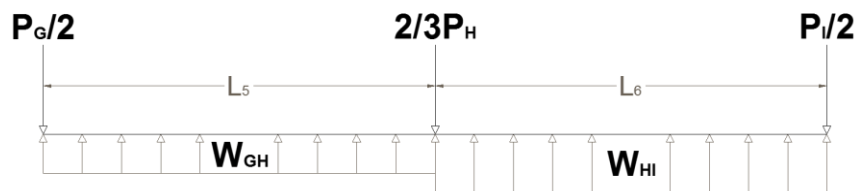


Figura 79: Resultantes transformadas en cargas uniformemente distribuidas

Tramo GH

$$W_{GH} = \frac{R_{GH}}{L_5}$$

Tramo HI

$$W_{HI} = \frac{R_{HI}}{L_6}$$

A continuación se mostrará el cálculo y diseño de una viga de cimentación y luego se presentará un resumen de los resultados de las demás vigas.

Viga AM

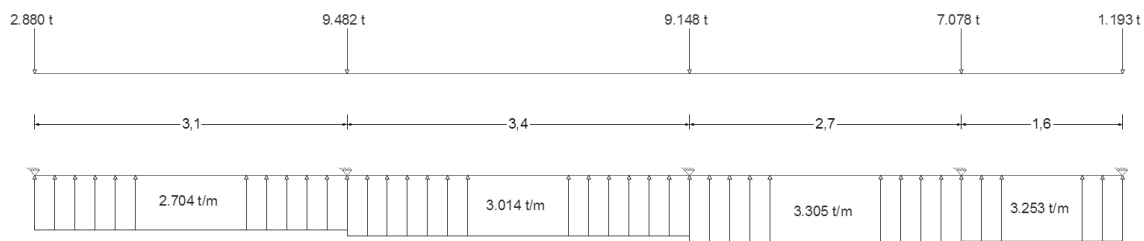


Figura 80: esquema de cargas en la viga de cimentación AM

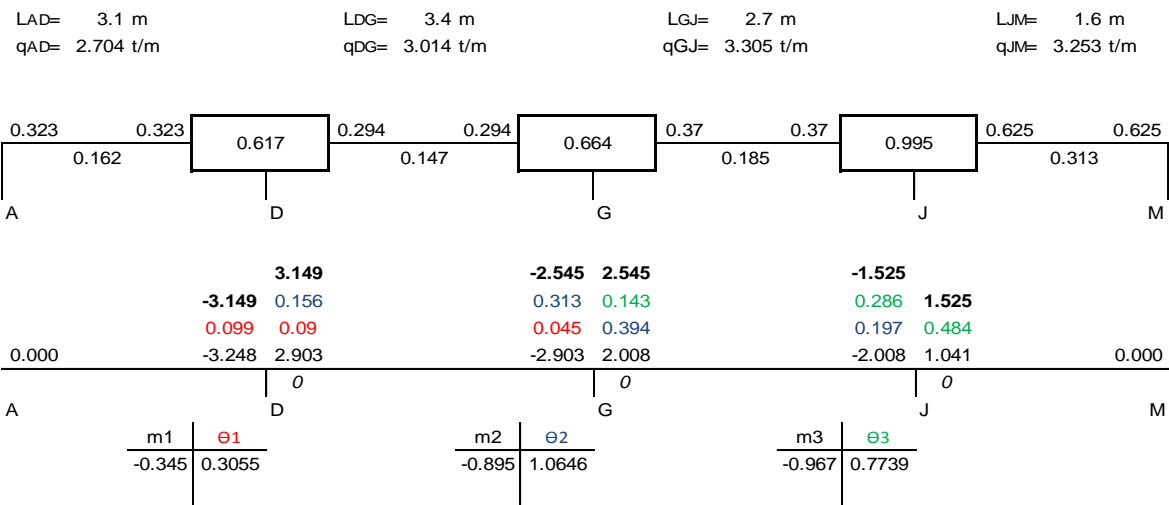


Tabla 50: Cortes, momentos de la viga de cimentación AM

M	M'	0.000	-3.149	3.149	-2.545	2.545	-1.525	1.525	0
Vo	V'o	4.191	4.191	5.124	5.124	4.462	4.462	2.602	2.602
VH	V'H	-1.016	1.016	0.178	-0.178	0.378	-0.378	0.953	-0.953
V	V'	3.175	5.207	5.302	4.946	4.840	4.084	3.555	1.649
Xmax			1.174		1.759		1.464		1.093
Mmax			1.864		1.514		0.999		0.418

Capacidad Portante del Suelo (C.P.S.)

$$q_a = 10.00t/m^2$$

Profundidad de Cimentación

$$H = 1.00m$$

Peso Específico Promedio

$$\gamma_{medio} = 2.05t/m^3$$

Propiedades de los materiales de construcción

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de Cargas y longitudes totales

$$\Sigma P = 32.758 \text{ t}$$

$$\Sigma L = 10.800 \text{ m}$$

Determinación de la Excentricidad

$$x = 5.412 \text{ m (Determinado con sumatoria de momentos)}$$

$$L/2 = 5.400 \text{ m}$$

$$ex = L/2 - x = -0.012 \text{ m}$$

Método Tradicional

C.M. = 1.4 (Coeficiente de mayoración impuesto)

$$B1 = \frac{P * 1.4}{L * qa} = \frac{32.758 * 1.4}{10.8 * 10} = 0.425 \text{ m}$$

Adopto B1 = 0.45 m

1ra Comprobación

$$PP = L * b * H * \gamma_{medio} = 10.8 * 0.45 * 1 * 2.05 = 9.96 \text{ t}$$

$$PP_{adop} = 13 \text{ t} > PP$$

$$B2 = \frac{P + PP}{L * qa} = \frac{32.758 + 9.96}{10.8 * 10} = 0.396 \text{ m}$$

Adopto B2 = 0.40 m

2da Comprobación

$$PP = L * b * H * \gamma_{medio} = 10.8 * 0.4 * 1 * 2.05 = 8.86t$$

$$B2 = \frac{P + PP}{L * q_a} = \frac{32.758 + 8.86}{10.8 * 10} = 0.385m$$

Adopto B2 = 0.50m (Se toma éste valor para evitar que la pseudo columna se salga de la viga de cimentación)

3ra Comprobación

$$PP = L * b * H * \gamma_{medio} = 10.8 * 0.5 * 1 * 2.05 = 11.07t$$

$$B2 = \frac{P + PP}{L * q_a} = \frac{32.758 + 11.07}{10.8 * 10} = 0.406m$$

Dejamos B= 0.50 m

Presiones Netas

$$q_{1,2} = \frac{\sum P}{B * L} \left(1 \pm \frac{e}{L}\right) = \frac{32.758}{0.5 * 10.8} \left(1 \pm \frac{0.012}{10.8}\right)$$

$$q_1 = 6.026 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = 6.107 \text{ t/m}^2$$

Presiones Netas Totales

$$q_{neta} = q * B$$

$$q_{neta1} = 3.01t/m$$

$$q_{neta2} = 3.05t/m$$

$$e = 0.10 \text{ m} \quad (\text{Espesor de Seudo columna})$$

$$b_w = e + 0.15$$

$$b_w = 0.25m$$

$$I_a = (b - b_w) / 2$$

Si $I_a > 20$ cm se diseña como viga "T" invertida; de lo contrario se opta por hacerlo como una viga "rectangular"

$$I_a = (0.50 - 0.25) / 2 = 0.125m$$

Puesto que todas las vigas de cimentación tuvieron $I_a > 20$ todas se resolvieron como rectangulares.

Diseño de Viga

$$M_{\text{máx}} = 3.149 \text{ t.m}$$

$$M_u_{\text{máx}} = 1.6 * 3.149$$

$$M_u_{\text{máx}} = 5.038 \text{ t.m}$$

$$r_c = 0.075 \text{ m (Recubrimiento de cimentación)}$$

$$b_{\text{util}} = 0.50 - 2 * 0.075 = 0.35 \text{ m}$$

$$\rho_{ec} = \frac{0.75}{100} = 0.0075$$

$$k = \frac{M_u}{\phi * f'_c * b * d^2} = \omega(1 + 0.59\omega)$$

$$\omega = \frac{\rho * f_y}{f'_c} = \frac{0.0075 * 4200}{210} = 0.15$$

$$R_u = f'_c * \omega(1 + 0.59 * \omega) = 210 * 0.15(1 + 0.59 * 0.15) = 34.288 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * b_{\text{util}} * R_u}} = \sqrt{\frac{5.038}{0.9 * 0.35 * (34.288 * 10)}} = 0.22 \text{ m}$$

$$t = d - r_c = 0.22 + 0.075 = 0.295 \text{ m}$$

$$t = 0.30 \text{ m}$$

Así tendremos que:

$$d = t - rc = 0.3 - 0.075 = 0.225m$$

Reajuste de ρ

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'_c * b * d^2} = \frac{5.038}{0.9 * 0.21 * 0.35 * 22.5^2} = 0.1504$$

ω	k
0.13901	0.1504

$$\rho = \frac{\omega * f'_c}{f_y} = \frac{0.13901 * 210}{4200} = 0.007$$

$$\rho_{min} = \begin{cases} \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \\ \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{210}}{4200} = 0.0028 \end{cases}$$

$$As = \rho * b * d = 0.007 * 35 * 22.5 = 7.23cm^2$$

Se utilizará entonces 4 Φ 16mm

$$1As_{piel_{min}} = 10\%As_{principal} = 0.72cm^2$$

Y para el acero de piel, 1 Φ 10mm

Corte Longitudinal

$$V_{max} = 5.302t$$

$$V = 4.963t \text{ (a } d/2 \text{ del eje)}$$

$$Vu = 1.6 * 4.963 = 7.941t$$

$$\phi V_c = \phi(0.53\sqrt{f'_c} * b * d) = 0.75(0.53\sqrt{210} * 10 * 0.35 * 0.225) = 4.536t$$

$$Vs = Vu - \phi V_c = 7.941 - 4.536 = 3.405t$$

Con un $\Phi = 10mm$ se tiene una sección de $A = 0.785 cm^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} s = \frac{Av * f_y * d}{Vs} = \frac{0.785 * 2 * 4200 * 22.5}{3405} = 43.57cm \\ s = \frac{d}{2} = \frac{22.5}{2} = 11.25cm \\ s = 60cm \end{array} \right.$$

$S_{sdop}=10\text{cm}$

Es así que se tendrá

1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 10cm (Apoyos L/4)

1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 20cm (Vanos L/2)

Resumen de vigas de cimentación

Tabla 51: Resultados del diseño de cimentaciones parte 1

Viga de cimentación	AC	DF	JK	MN	AM
Base (m)	0.30	0.40	0.30	0.50	0.50
Altura (m)	0.55	0.50	0.60	0.30	0.30
Acero Superior (mm)	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 18$	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 12$	4 $\Phi 16$
Acero Inferior (mm)	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 18$	3 $\Phi 16$	3 $\Phi 12$	4 $\Phi 16$
Acero Piel (mm)	1 $\Phi 10$	1 $\Phi 10$	1 $\Phi 10$	1 $\Phi 10$	1 $\Phi 10$
Estrivos	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 20cm (Apoyos L/4)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 20cm (Apoyos L/4)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 25cm (Apoyos L/4)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 10cm (Apoyos L/4)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 10cm (Apoyos L/4)
	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 40cm (Vanos L/2)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 40cm (Vanos L/2)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 50cm (Vanos L/2)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 20cm (Vanos L/2)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 20cm (Vanos L/2)

Tabla 52: Resultados del diseño de cimentaciones parte 2

Viga de cimentación	BE	CN	E	H
Base (m)	0.65	0.50	0.30	0.30
Altura (m)	0.65	0.30	0.30	0.30
Acero Superior (mm)	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$
Acero Inferior (mm)	4 $\Phi 12$	4 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$
Acero Piel (mm)	1 $\Phi 12$	1 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$	3 $\Phi 12$
Estrivos	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 25cm (Apoyos L/4)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 10cm (Apoyos L/4)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 10cm (Apoyos L/4)	2 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 10cm (Apoyos L/4)
	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 50cm (Vanos L/2)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 20cm (Vanos L/2)	1 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 20cm (Apoyos L/2)	2 Estribo $\Phi 10\text{mm}$ cada 20cm (Apoyos L/2)

7.3 Diseño y construcción de modelos de Encofrados para Cimentaciones

El diseño de los encofrados tanto de madera como metálicos se lo realiza de la misma manera como se procedió en las paredes; y dado que en las cimentaciones se requerirá una altura de tablero menor al de pared y además que la altura H que en paredes fue 2.25m, ahora será máximo 0.65m, se concluye diciendo que el diseño se realizó para el caso más crítico y ahora se puede construir los encofrados en base a esos resultados.

7.3.1 En Madera

Estos encofrados al ser de cimentación se los considerará como enterrados; caso contrario queda a criterio del constructor no usar encofrados sino el mismo perfil del terreno.

Siendo así tendremos que los encofrados para cada viga de cimentación serán:

Viga AC

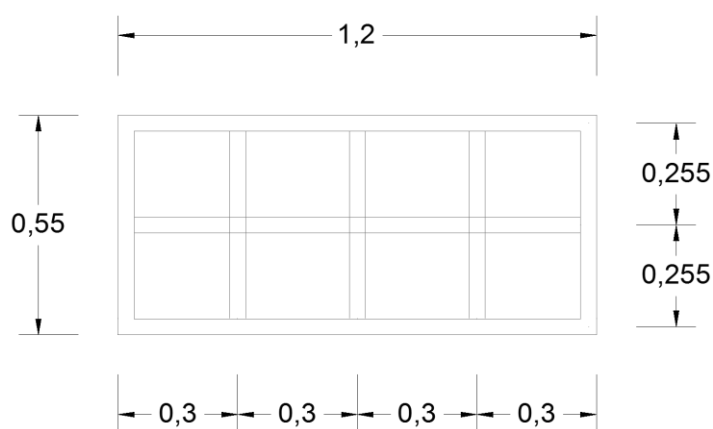


Figura 81: Encofrado viga de cimentación AC

Tabla 53: Dimensiones de encofrado viga de cimentación AC

Elementos	Dimenciones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	4 por 8cm a 30cm
Carreras	4 por 8cm a 25.5cm

Viga DF

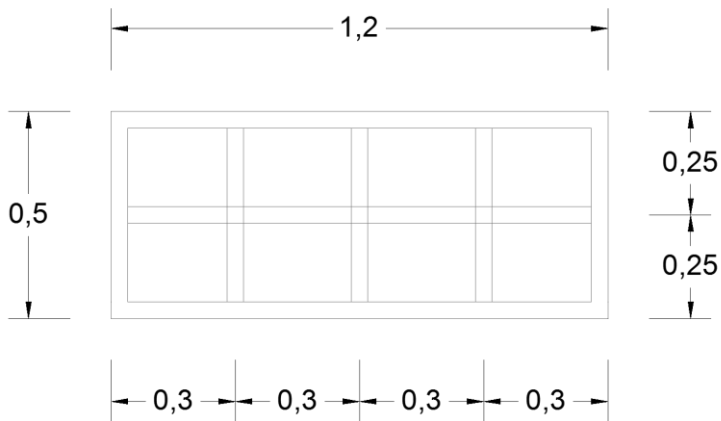


Figura 82: Encofrado viga de cimentación DF

Tabla 54: Dimensiones de encofrado viga de cimentación DF

Elementos	Dimenciones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	4 por 8cm a 30cm
Carreras	4 por 8cm a 25cm

Viga JK

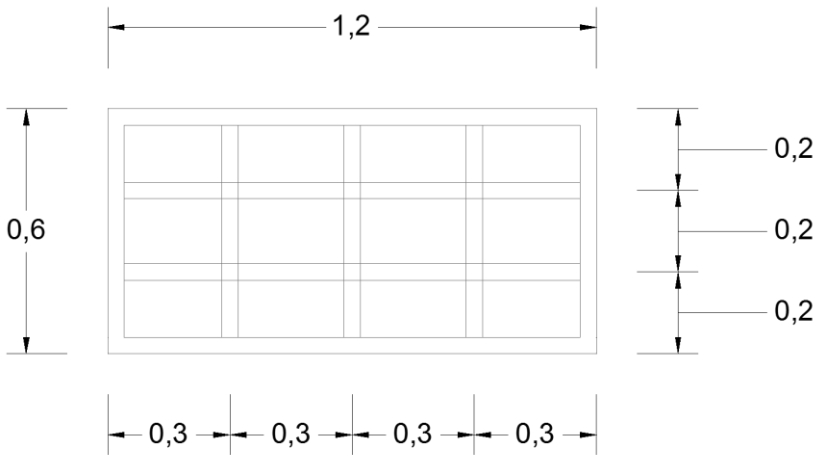


Figura 83: Encofrado viga de cimentación JK

Tabla 55: Dimensiones de encofrado viga de cimentación JK

Elementos	Dimenciones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	4 por 8cm a 30cm
Carreras	4 por 8cm a 20cm

Vigas MN, AM y CN

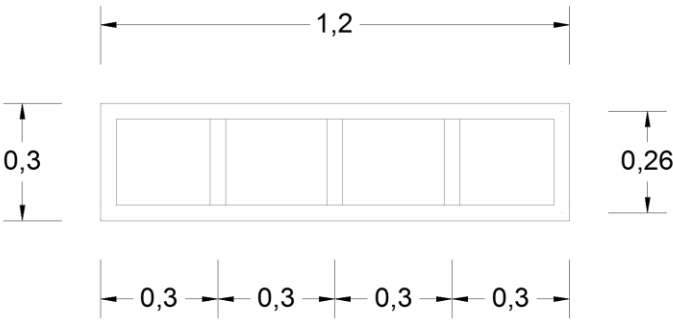


Figura 84: Encofrado viga de cimentación MN, AM y CN

Tabla 56: Dimensiones de encofrado viga de cimentación MN, AM y CN

Elementos	Dimenciones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	4 por 8cm a 30cm
Carreras	4 por 8cm a 26cm

Viga BE

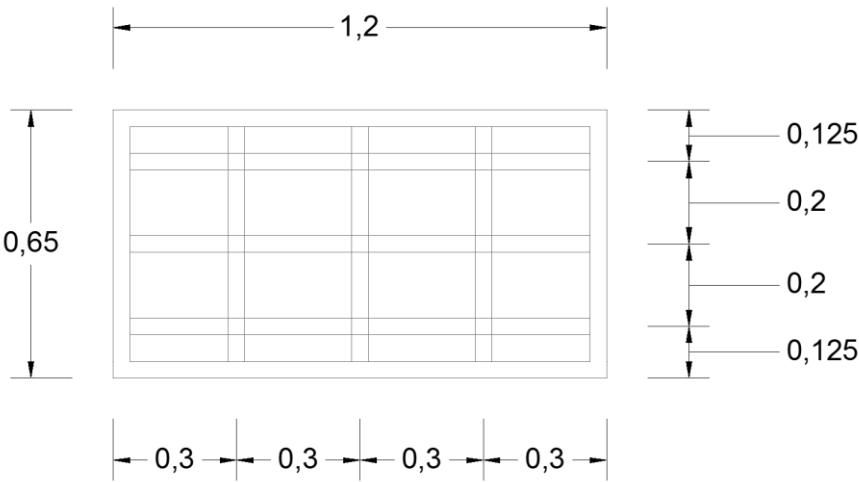


Figura 85: Encofrado viga de cimentación BE

Tabla 57: Dimensiones de encofrado viga de cimentación BE

Elementos	Dimensiones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	4 por 8cm a 30cm
Carreras	4 por 8cm a 20cm

Viga E y H

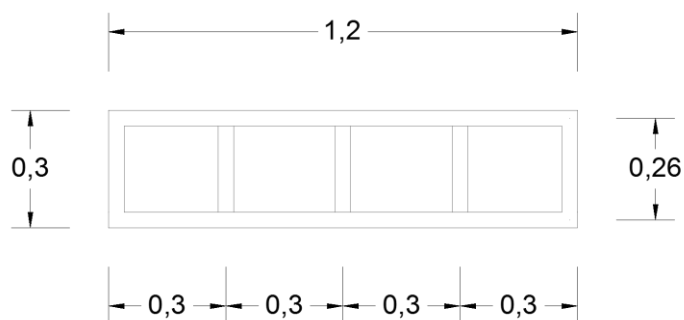


Figura 86: Encofrado viga de cimentación E y H

Tabla 58: Dimensiones de encofrado viga de cimentación E y H

Elementos	Dimensiones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	4 por 8cm a 30cm
Carreras	4 por 8cm a 26cm

7.3.2 En Metal

Al igual que en las paredes y losas, el tablero sigue siendo de madera; como ya se explicó con el fin de reducir el peso de los encofrados. Y es así que la distribución de los tubulares será de la siguiente manera:

Viga AC

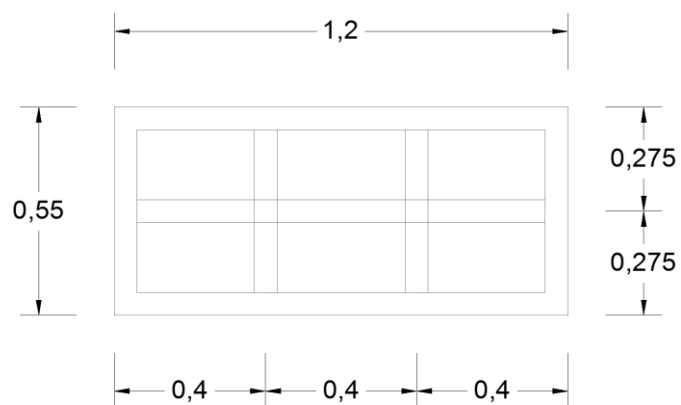


Figura 87: Encofrado viga de cimentación AC

Tabla 59: Dimensiones de encofrado viga de cimentación AC

Elementos	Dimenciones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	6x6x0.3cm a 40cm
Carreras	6x6x0.3cm a 27.5cm

Viga DF

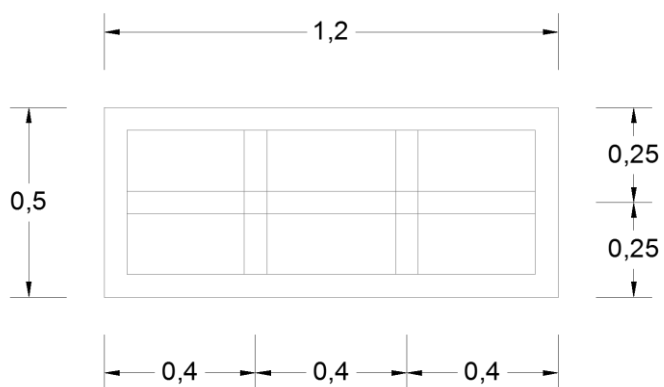


Figura 88: Encofrado viga de cimentación DF

Tabla 60: Dimensiones de encofrado viga de cimentación DF

Elementos	Dimenciones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	6x6x0.3cm a 40cm
Carreras	6x6x0.3cm a 25cm

Viga JK

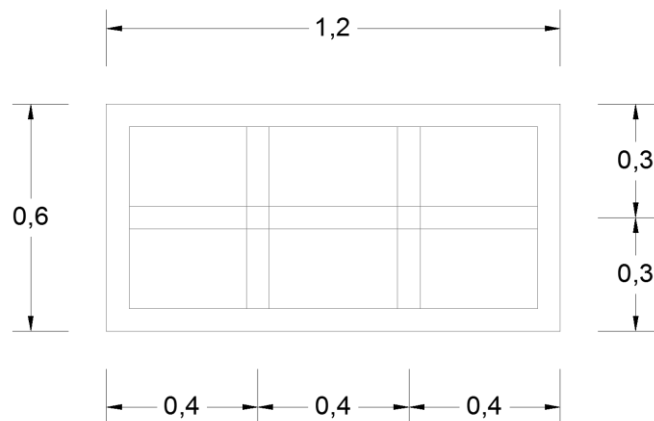


Figura 89: Encofrado viga de cimentación JK

Tabla 61: Dimensiones de encofrado viga de cimentación JK

Elementos	Dimenciones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	6x6x0.3cm a 40cm
Carreras	6x6x0.3cm a 30cm

Vigas MN, AM y CN

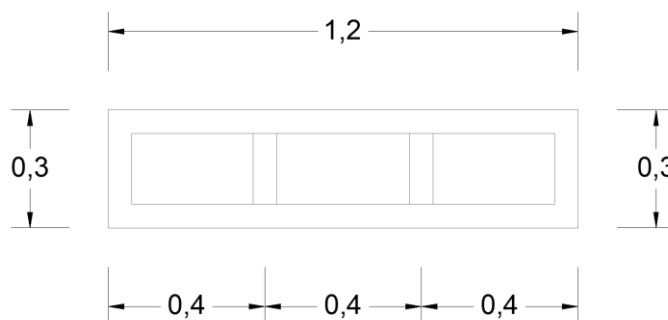


Figura 90: Encofrado viga de cimentación MN, AM y CN

Tabla 62: Dimensiones de encofrado viga de cimentación MN, AM y CN

Elementos	Dimenciones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	6x6x0.3cm a 40cm
Carreras	6x6x0.3cm a 30cm

Viga BE

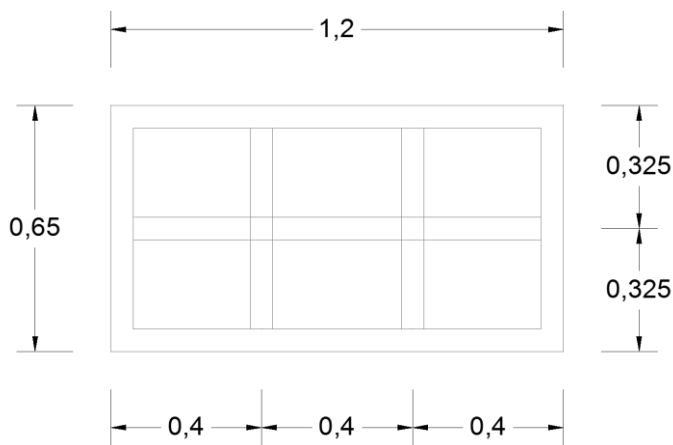


Figura 91: Encofrado viga de cimentación BE

Tabla 63: Dimensiones de encofrado viga de cimentación BE

Elementos	Dimenciones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	6x6x0.3cm a 40cm
Carreras	6x6x0.3cm a 32.5cm

Viga E y H

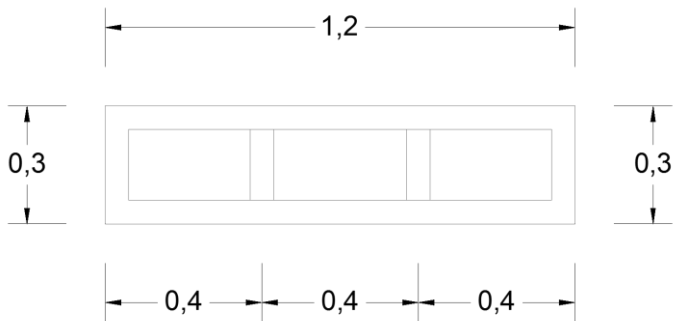


Figura 92: Encofrado viga de cimentación E y H

Tabla 64: Dimensiones de encofrado viga de cimentación E y H

Elementos	Dimenciones y Separación
Tablero	1.5cm de espesor
Costilla	6x6x0.3cm a 40cm
Carreras	6x6x0.3cm a 30cm

7.4 Cálculo y Diseño de Escaleras

Al ser tanto los escalones, como la loseta de descanso elementos que serán fabricados fuera de la obra y luego colocados con forme avance la misma; se los diseña como simplemente apoyados.

Diseño de Escalones

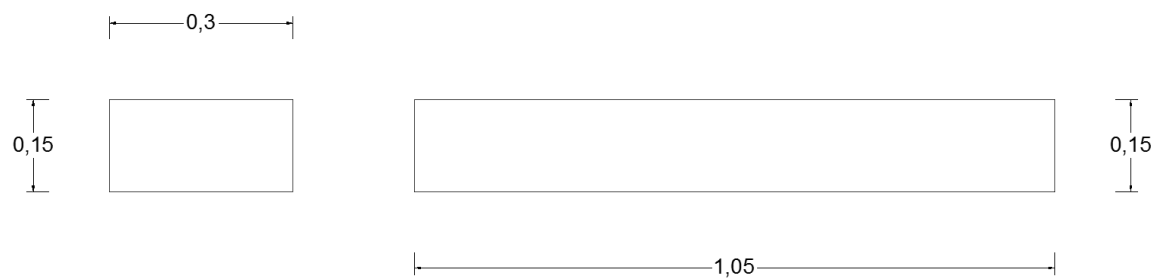


Figura 93: Escalon

Datos:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso Propio del Hormigón} = 2.40 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Huella} = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Altura del escalón} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Espesor loseta de descanso} = 0.15 \text{ m}$$

$$L_{\text{loseta}} = 2.20 \text{ m}$$

$$L_{\text{escalón}} = 1.05 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de banda} = 1.00 \text{ m}$$

Cargas:

Peso propio del peldaño = $0.3 \cdot 0.15 \cdot 2.4 = 0.108 \text{ t/m}$

Peso acabados = 0.080 t/m

CM = 0.188 t/m

CV = 0.500 t/m

$q = 0.188 + 0.5 = 0.688 \text{ t/m}$

Flexión

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{0.688 \cdot 1.05^2}{8}$$

$$M = 0.095 \text{ t.m}$$

$$F_s = 40\% F_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 45\% F'_c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15100 \sqrt{210} = 218819.789 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{218819.789} = 9.597 \cong 10$$

Siempre que $n > 6$, se toma el entero más cercano

$$k = \frac{n \cdot F_c}{n \cdot F_c + F_s} = \frac{10 \cdot 94.5}{10 \cdot 94.5 + 1680} = 0.360$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.36}{3} = 0.880$$

$$R = \frac{F_c * j * k}{2} = \frac{94.5 * 0.88 * 0.36}{2} = 14.969 kg/cm^2$$

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M}{R * b}} = \sqrt{\frac{0.095 * 10^5}{14.969 * 30}} = 5cm$$

$$d_{asum} = 12cm$$

$$A_s = \frac{M}{F_s * j * d} = \frac{0.095 * 10^5}{1680 * 0.88 * 12} = 0.535 cm^2$$

Se colocará entonces el acero mínimo 2Φ10mm

Corte

$$V_{max} = \frac{q * L}{2} = \frac{688 * 1.05}{2} = 361.2kg$$

$$V_{adm} = 0.292 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.292 * \sqrt{210} * 30 * 12 = 1523.334kg$$

Comparación:

$$V_{max} \text{ vs } V_{adm}$$

$$361.2kg < 1523.334g$$

Se colocará entonces acero mínimo

1Φ10mm@20cm

Loseta de descanso

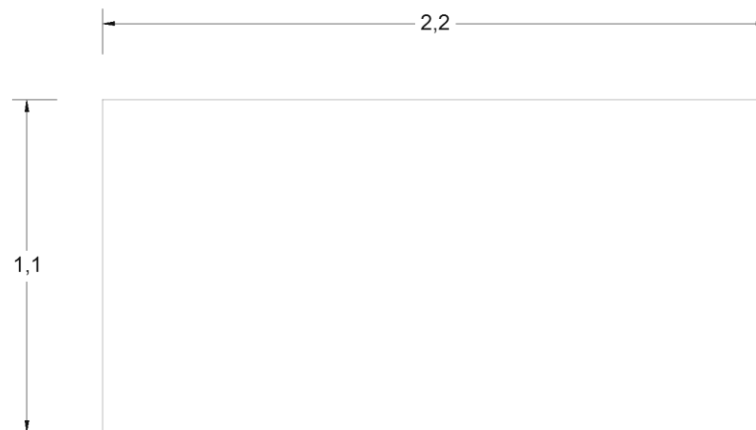


Figura 94: Losa de Descanso

Peso propio de la loseta = $1 \cdot 0.15 \cdot 2.4 = 0.360 \text{ t/m}$

Peso acabados = 0.080 t/m

CM = 0.440 t/m

CV = 0.500 t/m

$q = 0.44 + 0.5 = 0.940 \text{ t/m}$

Flexión

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{0.94 \cdot 2.2^2}{8}$$

$$M = 0.569 \text{ t.m}$$

$$F_s = 40\% F_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 45\% F'_c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15100\sqrt{210} = 218819.789 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{218819.789} = 9.597 \cong 10$$

Siempre que $n > 6$, se toma el entero más cercano

$$k = \frac{n * F_c}{n * F_c + F_s} = \frac{10 * 94.5}{10 * 94.5 + 1680} = 0.360$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.36}{3} = 0.880$$

$$R = \frac{F_c * j * k}{2} = \frac{94.5 * 0.88 * 0.36}{2} = 14.969 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M}{R * b}} = \sqrt{\frac{0.569 * 10^5}{14.969 * 30}} = 6 \text{ cm}$$

$$d_{asum} = 12 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{F_s * j * d} = \frac{0.569 * 10^5}{1680 * 0.88 * 12} = 3.207 \text{ cm}^2$$

7.5 Diseño y construcción de modelos de Encofrados para Escaleras

Con el mismo criterio explicado en las cimentaciones, se procederá a utilizar los valores que resultaron de los cálculos en el caso más crítico; el encofrado de pared.

Los escalones se fundirán sobre los tableros utilizados para losa, en los cuales se pondrán 2 encofrados para los lados largos y 2 pequeños perforados, para permitir que las armaduras longitudinales tengan la respectiva longitud de anclaje; usando separadores para la estabilización de los encofrados.

Para la fundición de la loseta, se seguirá el mismo proceso anteriormente mencionado.

En este caso, los encofrados tendrán una altura mayor a la de los elementos, para evitar que los separadores, dejen marcas indeseadas en sus superficies

7.5.1 En Madera

Para escalones

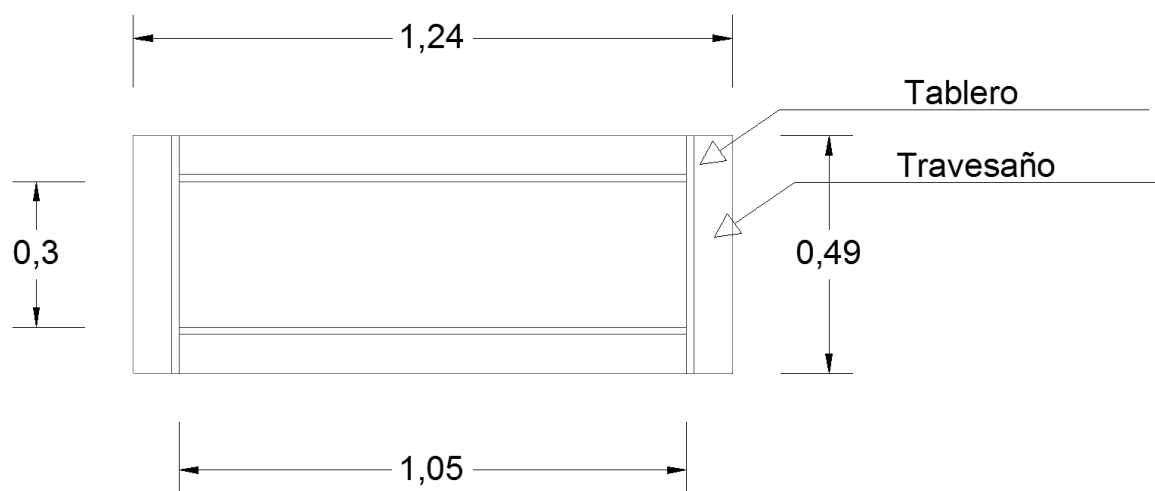
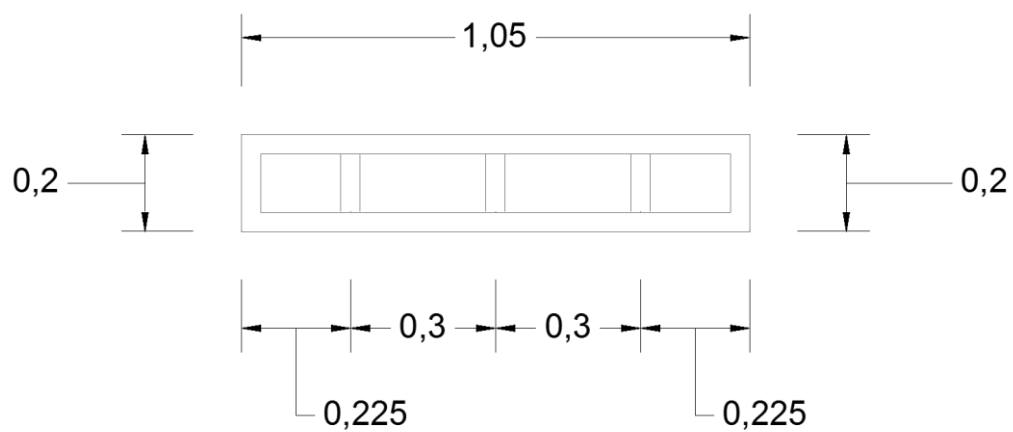
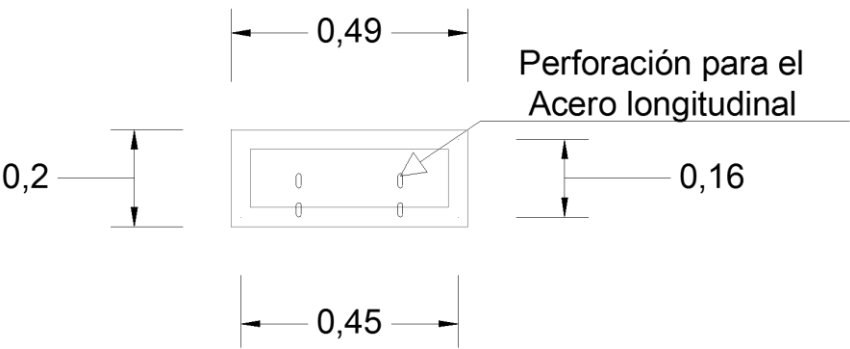


Figura 95: Encofrado de escalones en planta (Madera)

Laterales:



Tablero perforado



Para la loseta

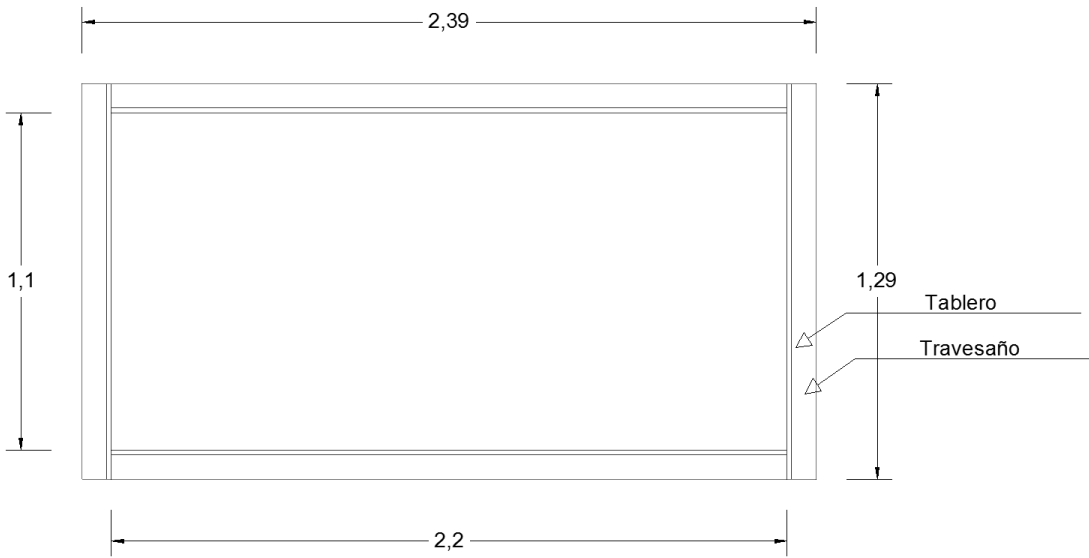
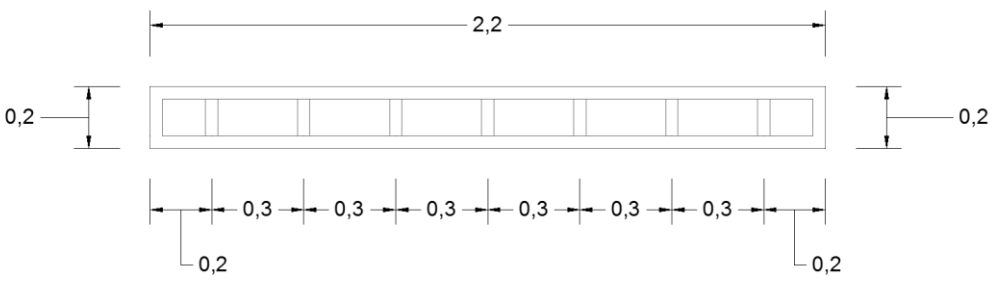
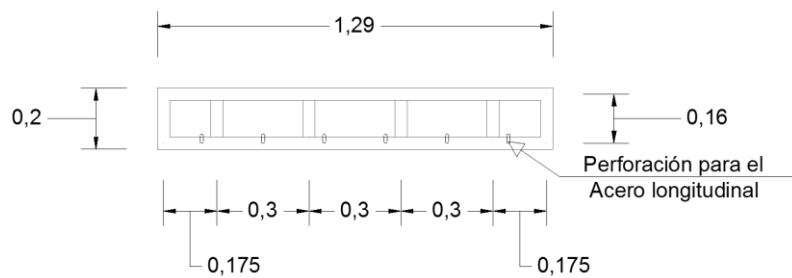


Figura 96: Encofrado de loseta en planta (Madera)

Laterales:



Tablero perforado



7.5.2 En Metal

Para Escalones

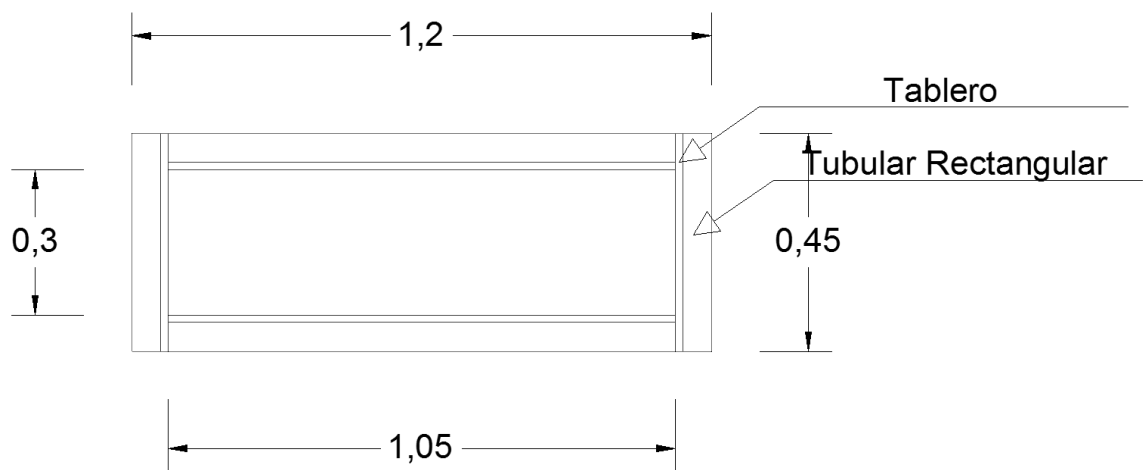
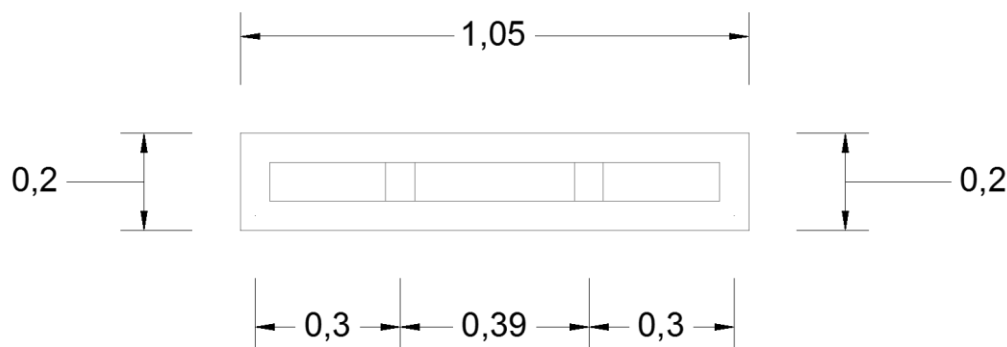
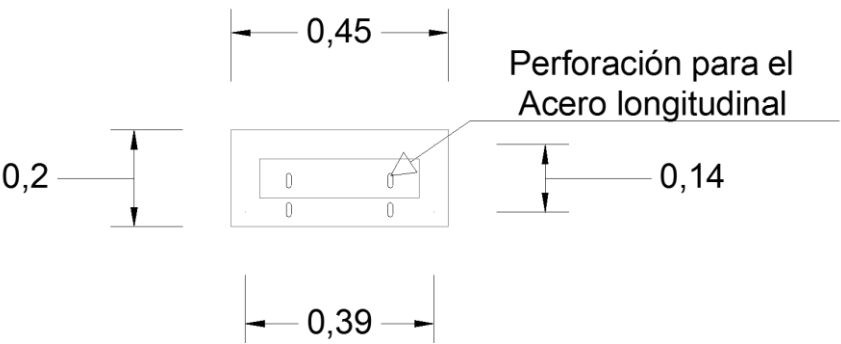


Figura 97: Encofrado de los Escalones en plana (Metal)

Laterales:



Tablero perforado



Para la Loseta

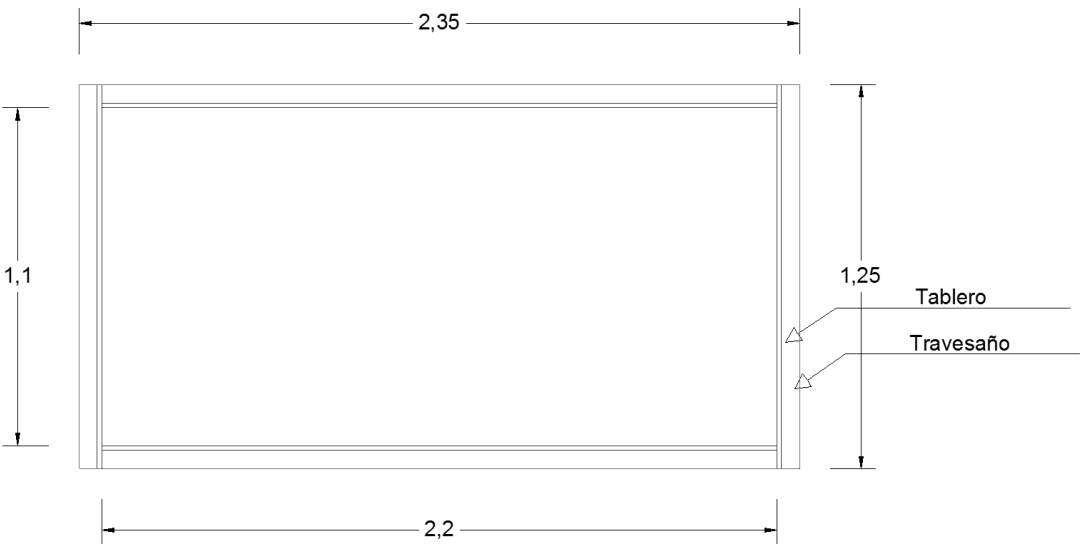
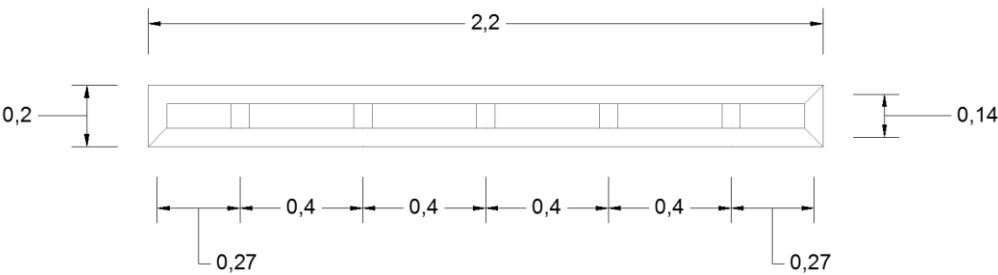
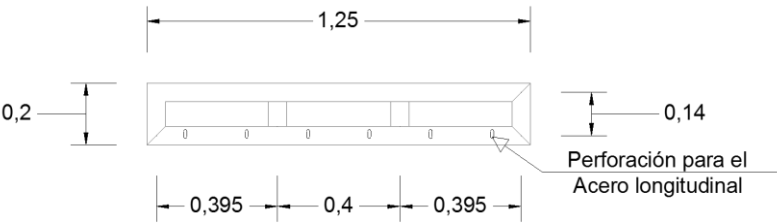


Figura 98: Encofrado de loseta en plana (Metal)

Laterales:



Tablero perforado



CAPITULO 8

Encofrados

Un Encofrado es el sistema de moldes temporales o permanentes que se utilizan para dar forma al hormigón o concreto, durante su estado fresco; para dar forma final a las piezas y elementos de hormigón. Es decir al conjunto de elementos necesarios para constituir este molde es a lo que se denomina encofrado.

“La construcción demanda cada vez más, que los encofrados tengan diversos usos, sean más durables, requieran menos mantenimiento y reparaciones, por todos estos aspectos es que el encofrado ha dejado de ser un material, para alcanzar la categoría técnica. Esta técnica representa un conjunto cuya variedad de aplicación corresponde a menudo a necesidades técnicas diferentes. Para esto se han tomado en cuenta algunas de las cuestiones de vital importancia que afectan a la construcción, como son, el impacto ambiental que provocan las construcciones, el incremento en los costos de construcción, y por supuesto la seguridad. A fin de cumplir con esta responsabilidad, se hacen mejoras en el diseño y construcción del encofrados y, por consiguiente es necesario que los diseñadores y constructores se mantengan al tanto y aprendan a usarlos habitualmente”¹⁰

8.1 Cargas en encofrados

Las cargas consideradas en el diseño de los encofrados son:

1) Cargas Verticales.

2) Cargas Horizontales.

1) Cargas Verticales: Este tipo de cargas considera el peso propio de los elementos que intervienen en la construcción, así:

a. Carga muerta

b. Carga viva

c. Carga total vertical

¹⁰ Tesis. BACA C. Carlos R. Análisis comparativo entre el Método Prismo Resistente y el Sistema Tradicional. (pág. 122)

a. Cargas Muertas (C. M.):

-Peso propio del hormigón = 2400 kg/m³

-Peso propio del encofrado de 30 a 75 kg/m²

b. Cargas Vivas (C. V.):

Estas cargas consideran el peso de:

-Trabajadores :

-Equipos: carretillas, vibradores, andamiajes

-Material: tableros, acero, colocación del hormigón

Para el cálculo se considera un valor de C. V. de 400 a 500 kg/m²

c. Carga Total Vertical (C.T.V.):

Carga total vertical = Carga muerta + Carga viva

$$CTV = CM + CV$$

2) Cargas Horizontales: Se debe a casos de viento, fuerzas horizontales producidas por el tránsito y frenado de equipos sobre el encofrado, además se tiene el empuje del hormigón sobre las paredes del encofrado. Las cargas horizontales se las va a dividir en:

a. Cargas para losas

b. Cargas para paredes.

a. Cargas para losas:

-Cargas de viento

-Frenado de equipos

-No se considera el empuje del hormigón fresco sobre las paredes laterales, ya que el tablón o tabla por si solo es suficiente para soportar dicho empuje.

Las cargas horizontales para losas se consideran el 20% de la carga total vertical.

En este método las paredes pueden absorber parte o el total de la carga horizontal estimada.

b. Cargas para paredes:

En las paredes si se tomará en cuenta el empuje lateral del hormigón fresco sobre el encofrado. Se tiene que las cargas que actúan sobre el encofrado en paredes son:

- Cargas de viento: Para diseñar el sistema de venteo se utiliza un valor de carga de 75 kg/m².
- Empuje del hormigón fresco: El valor de la presión que ejerce el hormigón fresco sobre las paredes laterales del encofrado se obtiene aplicando la siguiente relación:

$$\text{Empuje (P)} = 2400 * H \text{ (valor en kg/m}^2\text{)}$$

Factores a considerarse en el diseño.

Además de los aspectos económico, técnico y del uso repetitivo del encofrado, se debe considerar ciertos factores importantes para lograr un encofrado óptimo, así:

- Trabajadores
- Equipos
- Apilado del hormigón fresco en el encofrado ;
- Cargas estimadas sobre el hormigón antes del fraguado total
- Vibraciones excesivas
- Empuje del hormigón fresco.

Trabajadores: Generalmente trabajan en grupos concentrados donde se funde el hormigón, presentándose en este sitio cargas concentradas y cargas de impacto por la caída del hormigón.

Equipos: Consisten en vibradores, andamiajes o plataformas horizontales para carretillas. Estos equipos producen cargas considerables sobre el encofrado por el peso propio, además de producir en algunas ocasiones cargas de impacto. Los equipos producen cargas horizontales en los encofrados para losas.

Apilado del hormigón fresco: Se debe evitar el apilado, amontonamiento, mala disposición, de hormigón fresco en determinado sitio sobre los encofrados de la losa para luego distribuirlo desde allí, esto es generalmente causa de derrumbamientos de encofrados. Este procedimiento produce además una gran flexión, que puede producir un levantamiento en otra parte del encofrado.

Cargas estimadas sobre el hormigón antes del fraguado total: Cuando se ha fundido una losa, se puede comenzar al siguiente día con el encofrado de paredes. Debe calcularse el peso de los trabajadores, de los nuevos encofrados u otros materiales, teniendo en cuenta que el encofrado bajo la losa fresca debe soportar este peso adicional.

Vibraciones excesivas: Cuando se funde el hormigón en una obra, de preferencia debe usarse vibradores del tipo de cabeza o vara de inmersión con transmisión flexible. Las cargas originadas por este tipo de vibrador se estiman son del 10 al 20% la carga del hormigón.

Cuando se usa el sistema de bombeo de hormigón, la fuerza de transporte del hormigón dentro de los tubos produce choques, presiones y vibraciones considerables para el encofrado.

Empujes del hormigón fresco: La presión lateral del hormigón esta afectada por varios factores, como son:

-Velocidad de vaciado.

-Temperatura de la mezcla .

-Peso del hormigón.

-Consistencia de la mezcla.

-Efectos de vibrado.

-Dosificación.

-Impacto de vertido.

-Aditivos.

-Formas y dimensiones del encofrado.

Considerándose como de mayor importancia los tres primeros.

Velocidad de vaciado: Es el más importante de todos los factores, ya que a mayor velocidad mayor presión.

Temperatura de la mezcla: A mayor temperatura, menor tiempo de fraguado y por consiguiente menores presiones, e inversamente a menor temperatura el fraguado es más lento, por lo tanto mayores empujes.

Peso del hormigón: La magnitud de la presión es función del peso del hormigón. El hormigón produce impresiones que tiene forma hidrostática, así:

Esquema del empuje del hormigón fresco.

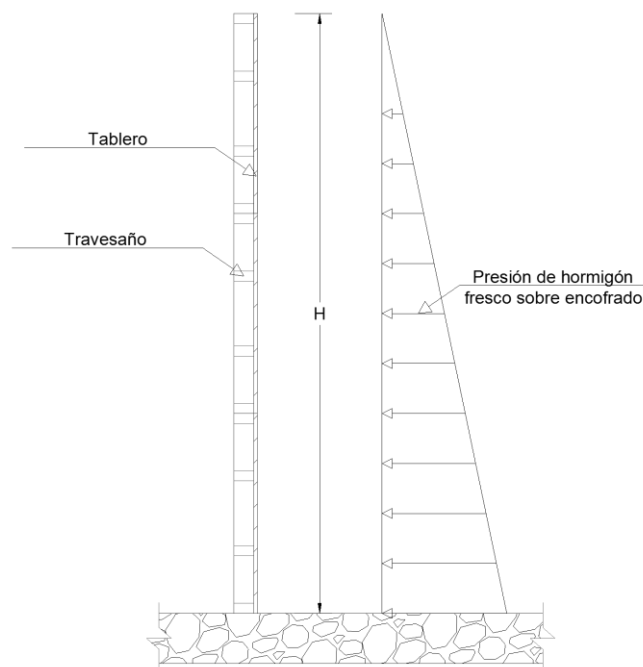


Figura 99: Esquema Presiones del hormigon

El valor de la presión o empuje del hormigón fresco se calcula con la siguiente fórmula:

$$P = \gamma * H$$

Donde:

γ = Peso específico del hormigón. ($\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$)

H = altura del hormigón fresco o altura del encofrado, en metros.

P = Presión o empuje del hormigón fresco (kg/m^2)

De donde se tiene:

$$P = 2400 * H \quad (\text{kg/m}^2)$$

Se debe considerar además que la carga horizontal debida al hormigón fresco se la calcula a base de la velocidad de vaciado. Y además se toma en cuenta que tres horas después de la fundición se puede ignorar a la carga activa horizontal.

De acuerdo a lo anterior se tiene que el valor de la presión horizontal se la evalúa de la siguiente manera:

Según el INEN:

$$P = 1500 * H \quad \text{para } V < 2 \text{ m/hora}$$

$$P = 2000 * H \quad \text{para } V \text{ de } 2 \text{ a } 3 \text{ m/hora}$$

$$P = 2500 * H \quad \text{para } V > 3 \text{ m/hora.}$$

Donde:

P = presión del hormigón en kg/m^2

V = Velocidad de vaciado del hormigón en m/hora

H = altura del encofrado a llenar en metros.

Según: Encofrados para Estructuras de Hormigón. De P. L. PEURIFOY:

La presión de hormigón se puede calcular con la siguiente Fórmula:

$$P = 732 + \frac{720000}{9 * T + 160}$$

T = temperatura del hormigón

La cual no debe ser mayor a:

$$P = 2400 * H$$

Para el caso de muros (paredes), generalmente las velocidades de vaciado son altas y se puede evaluar la presión del hormigón aplicando la relación $P=2400*H$, sin afectar la economía del diseño, no obstante si se requiere cálculo más exacto se puede trabajar con las fórmulas antes indicadas.

8.2 Esfuerzos Permitidos según el Material

Madera:

Los valores admisibles a considerarse para madera de encofrados son los siguientes:

Esfuerzo admisible a flexión. ($\sigma_f adm$)

Esfuerzo admisible para corte. (τadm)

Esfuerzo admisible para compresión. ($\sigma_c adm$)

Compresión perpendicular a las fibras. ($\sigma_c \perp$)

Compresión paralela a las fibras. ($\sigma_c \parallel$)

Deflexión admisible. (δadm)

Los esfuerzos y las deflexiones solicitantes deben ser menores que los esfuerzos y la deflexión admisibles.

Los valores admisibles se indican en la siguiente tabla.

Tabla 65: Esfuerzos admisibles tomados del manual de diseño de maderas del Grupo andino

Grupo	Flexión	Compresión Paralela	Compresión Perpendicular	Corte Paralelo	
	σ_f	$\sigma_c \parallel$	$\sigma_c \perp$	τ	τ_E
A	210	145	40	15	20
B	150	110	28	12	16
C	100	80	15	8	11

11

También se tiene los esfuerzos admisibles del tablero contrachapado a utilizarse en el encofrado.

Tabla 66: Esfuerzos admisibles del tablero contrachapado

Espesor mm	Dirección	Flexión			Compresión		Tracción	
		Res. Ult.	Res. Elast.	Mód. Elast.	Res. Ult.	Res. Elast.	Res. Ult.	Res. Elast.
		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
15	Longitudinal	351	280	52002	130	111	257	241
7 capas	Transversal	623	484	86016	437	291	556	409

12

Además que los módulos de elasticidad a utilizarse serán los siguientes.

Tabla 67: Módulos de elasticidad tomados del manual de diseño de maderas del Grupo andino

Grupo	E min	E prom
A	95000	130000
B	75000	100000
C	55000	90000

13

El valor permisible de la flecha es para entrepisos (vigas, viguetas o encofrados) que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños por grandes deflexiones.

Según:

$$ACI: \frac{L}{360}$$

$$JUNAC: \frac{L}{300}$$

¹¹ Tabla tomada de: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino. Junta del Acuerdo de Cartagena. (Pag. 7-5). τ_E será el esfuerzo cortante admisible a utilizarse en los encofrados

¹² "Tabla tomada de: Catálogo técnico de tableros contrachapados de Endesa Botrosa"

¹³ Tabla tomada de: Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino. Junta del Acuerdo de Cartagena. (Pag. 7-5)

$$Peurifoy: \frac{L}{270}$$

Metal:

En este caso se trabajará con lo esfuerzos admisibles en función de f_y ; de la siguiente manera:

Esfuerzo admisible a flexión.

$$\sigma_f adm = 60\% f_y$$

Esfuerzo admisible para corte.

$$\sigma_v adm = 40\% f_y$$

Esfuerzo admisible para compresión.

$$\sigma_c adm = 60\% f_y$$

Compresión perpendicular a las fibras.

$$\sigma_{ap} adm = 75\% f_y$$

8.3 Diseño de Elementos Básicos

Encofrados para elementos verticales

Para el diseño se debe tener en cuenta los siguientes parámetros:

-Cargas actuantes: Básicamente es el empuje del hormigón fresco hacia los encofrados

$$P = 2400 * H \quad (\text{kg/m}^2)$$

$$P = 2.4 * H \quad (\text{t/m}^2)$$

-Formas de apoyo: Depende directamente del diseño geométrico de los tableros, así como el ensamblaje de los mismos.

-Esfuerzos de trabajo admisibles: Se verificará que los esfuerzos de trabajo sean menores que los esfuerzos admisibles; de lo contrario se desarrollará los cálculos con los esfuerzos admisibles.

-Secciones comerciales: Es importante verificar las secciones comerciales, ya que los elementos a diseñarse están determinados por las secciones comerciales y en base a estos se determina los esfuerzos solicitantes, que luego se compararán con los esfuerzos admisibles.

-Cálculo estructural: Ya realizados los pasos anteriores se procede a diseñar cada uno de los elementos, iniciando por el que recibe las cargas directamente, el tablero; siguiendo esto estos pasos.

- 1) Realizar esquemas de carga, luces y secciones necesarias para el cálculo.
- 2) Evaluación de cargas que actúan en el encofrado.
- 3) Diseño de los elementos del encofrado

Madera:

Cálculo de luces críticas para momento flector, cortante y por deflexión, utilizando las siguientes formulas:

Momento Flector Actuando:

$$M_a = \frac{q * L^2}{10}$$

Momento Flector Solicitando:

$$\sigma_f = \frac{6 * M_s}{b * h^2}$$
$$M_s = \frac{\sigma_f * b * h^2}{6}$$

Cortante Actuante:

$$V_{max} = \frac{5 * q * L}{8}$$

Cortante Solicitante:

$$\tau = \frac{2 * V_s}{2 * b * h}$$
$$V_s = \frac{2 * \tau * b * h}{3}$$

Deflexión por cargas actuantes:

$$\delta = \frac{0.0054 * q * L^4}{E * I}$$

Deflexión Máxima:

$$\delta_{adm} = \frac{L}{270}$$

Se iguala cada ecuación y se determina un L por cada condición; siendo la menor de estas la q se utilizará para el diseño.

Luego de diseñar el tablero se continuará con el cálculo de las costillas (travesaños verticales), y finalmente se calcularán las carreras (travesaños horizontales), siguiendo claro esta, el procedimiento anterior.

Metal:

Por fines de facilidad de transporte del encofrado se opta por conservar el tablero de madera contrachapada; es decir que se procederá a diseñar los rieles directamente en este caso, utilizando las siguientes expresiones:

Momento Actuante:

$$M_{max} = \frac{q * L^2}{8}$$

Luego se determina la inercia de la sección I , y la distancia desde el eje neutro hacia la fibra más extrema c

Así entonces tendríamos:

Modulo Seccional Actuante:

$$S_a = \frac{M}{\sigma}$$

Modulo Seccional Solicitante

$$S_s = \frac{I}{c}$$

Al camparlos solo se aceptará el diseño si se cumple la siguiente condición:

$$S_a \leq S_s$$

Encofrados para elementos verticales

El análisis y diseño de encofrados para losas de hormigón, se debe hacer de una manera clara y sencilla, para lo cual se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

1) Análisis del tipo de losa de hormigón.

En el diseño de este encofrado, interesa conocer además de las dimensiones de la losa, el tipo de losa y el sistema constructivo de la misma; ya que entre un tipo de losa y otro se presentan diferencias en el peso propio, variando por esta razón la resistencia del encofrado.

El tipo de losa que se va a construir tiene las siguientes características:

-Según su composición: Es losa alivianada.

-Según el apoyo: Apoyo simple.

-Según la distribución de esfuerzo: Losa reforzada en 2 direcciones.

2) Sistema de encofrado de losa.

El sistema de encofrado de la losa es mediante tableros modulares, soportados mediante puntales que conforman una torre dividida en dos partes mediante un separador.

3) Diseño de encofrado.

Para el diseño de encofrados para losas es recomendable seguir el siguiente procedimiento:

a) Cargas Actuantes.

Se lo hace con los mismos criterios ya explicados en el numeral 8.1 de este capítulo

b) Formulas y esfuerzos de trabajo admisibles.

Las formulas a utilizarse en el diseño son las mismas que se especifico anteriormente en el numeral 3 (Pág. 165 y 166) de los encofrados para elementos verticales.

Los esfuerzos de trabajo admisible son los mismos ya señalados en el numeral 8.2 del presente capítulo.

c) Capacidad de los elementos y del sistema.

En este punto se analiza cada elemento que forma parte del encofrado, determinando la capacidad que tiene para soportar cargas a través de las formulas mencionadas anteriormente.

d) Diseño de los elementos o apoyos

Madera:

Para entrar en el diseño de los puntales es necesario indicar la definición de longitud efectiva y esbeltez.

Longitud efectiva: Es la longitud teórica de una columna equivalente con articulaciones en sus extremos, se obtiene multiplicando la longitud no arriostrada L , por un factor de longitud efectiva k , que considera las restricciones o el grado de empotramiento que sus apoyos extremos proporcionan.

Se recomienda que bajo ningún motivo se tome una longitud efectiva menor a la longitud real no arriostrada

Esbeltez: Es la relación entre la longitud efectiva de la columna L_e y el radio de giro de la sección transversal.

$$\lambda = \frac{L_e}{d}$$

Siendo d la dimensión de la sección transversal en la dirección considerada; pero como la sección es cuadrada $b=h$

$$\lambda = \frac{L_e}{h}$$

Clasificación de columnas (Puntales)

Estas se clasifican en función de la esbeltez:

-Columnas Cortas ($\lambda \leq 10$)

Fallan por aplastamiento o compresión; su carga admisible es:

$$P_{adm} = \sigma_c * A$$

Donde:

P_{adm} = Carga axial máxima admisible

σ_c = Esfuerzo máximo admisible a compresión

A = Área de la sección transversal

-Columnas Intermedias ($10 < \lambda < C_k$)

Fallan por una combinación de aplastamiento e inestabilidad lateral (Pandeo); su carga admisible es:

$$P_{adm i} = \sigma_c * A \left(1 - \frac{1}{3} * \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right)$$

Donde:

$$C_k = 0.7025 \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}}$$

λ = Relación de esbeltez

E = Módulo de elasticidad

-Columnas largas ($C_k < \lambda < 50$)

Considerando una adecuada seguridad al pandeo, la carga crítica P_{crit} . Según EÜLER se reduce a:

$$P_{adm l} = 0.329 * \frac{E * A}{\lambda^2}$$

Metal:

Fuera de lo anteriormente mencionado, de ser un puntal cilíndrico, se debe comprobar que no tenga falla local; y se lo hace con la siguiente formula.

$$\frac{\phi_{ex}}{t} \leq \left(\frac{\phi_{ex}}{t} \right)_{lim} = \frac{3300}{F_y}$$

Aclarando que las unidades deben estar en klb/plg².

Además de comprobar que los elementos de la torre no fallen al corte ni al aplastamiento con las formulas mencionadas en numeral 8.2 de este capitulo.

8.4 Elementos Portantes

Son elemento que se encargan de soportar cargas adicionales a las de su propio peso y transmitir las hacia la cimentación y estas al suelo, en el caso de los encofrados las cargas se transmiten directamente hacia el suelo.

Los elementos portantes en el encofrado modular son los travesaños (rieles) y los puntales, que como ya se mostro en los numerales anteriores trabajan conjuntamente para transmitir las cargas hacia el suelo para disiparles; sin importar que estos sean de madera o de metal

8.5 Encofrados Tipo

En el Método Prismo Resistente el encofrado tomará la denominación de "Cofre Modular", ya que éste será un conjunto de elementos o piezas tipo, resistentes de madera que se repiten para conformar un encofrado multiusos, que garantice una envoltura rígida y segura para la construcción de edificaciones con este Método o para otro tipo de construcción donde se lo pueda emplear.

Por lo tanto, este encofrado nos permite mediante el uso de una dimensión base o módulo correlacionar las dimensiones de los ambientes arquitectónicos, reduciendo el desperdicio, aumentando el rendimiento de la mano de obra y acortando los tiempos de construcción. Debido a que los componentes que conforman el Cofre tienen la característica de ser intercambiables, combinables y flexibles. En la práctica se utilizarán los múltiplos del módulo base para elaborar los diferentes componentes de este tipo de encofrado.

Elementos Del Cofre

El cofre modular estará conformado por los siguientes elementos básicos: Tableros, travesaños, puntales, pasadores, pernos, etc., los mismos que darán origen a:

- Encofrados para elementos Verticales y Horizontales.
- Encofrados únicamente para elementos verticales, y
- Encofrados únicamente para elementos horizontales.

8.6 Disposición

Se deberá disponer de los encofrados de la siguiente manera:

Madera:

- 1) Los tableros de madera: Se deben limpiar retirando el concreto adherido inmediatamente después del desencofrado, con agua a presión y cepillo de cerdas plásticas blandas.
- 2) Se deben retirar todos los dispositivos flojos, las varillas de amarre, clavos, tornillos, residuos de lechada o polvo.
- 3) Una vez usados se deben limpiar y retirar clavos, tornillos, pasadores, abrazaderas, alambres, etc. sobrantes y remplazar las piezas defectuosas o faltantes.
- 4) Se debe controlar el uso excesivo de martillo metálico durante el vaciado y el desencofrado pues el golpearlos con esta herramienta los deteriora.
- 5) No deben almacenarse a la intemperie al sol y al agua, porque se tuercen y se deteriora su superficie.
- 6) No debe abusarse del uso de clavos y tornillos pues se debilita la madera al desflecar las fibras.
- 7) No deben someterse a cargas y esfuerzos excesivos, ni emplearse para

usos diferentes a los previstos, para evitar su deterioro y deformación.

Metal:

- 1) Los encofrados metálicos presentan un desgaste mínimo con un manejo adecuado. Se deben limpiar bien luego de usarlos, e impregnarlos con un producto desmoldante comercial: aceite, petróleo ó, con parafina al 50%, dependiendo del acabado que se quiera lograr.
- 2) Se debe evitar la oxidación protegiéndolos periódicamente con pintura anticorrosiva, sobre todo si va a estar mucho tiempo a la intemperie.
- 3) Debe protegerse también de los rayos del sol y de la lluvia.
- 4) Se debe almacenar en sitios cubiertos y secos, debidamente ordenados, colocado verticalmente o ligeramente inclinado cuando se recuesten sobre un muro y levantados del piso sobre zancos o estibas.
- 5) Las piezas o componentes defectuosos se deben reparar o remplazar debida y oportunamente.

8.7 Elementos Auxiliares

Pernos

La principal aplicación del perno en el sistema prismo resistente es el montaje de los tableros, sosteniendo uno contra otro, dejando un espaciamiento de 10 cm, conformando así las paredes.

Es necesario que estos pernos tengan arandelas, tanto en la cabeza como en la tuerca para que se presionen con los tableros, de modo que queden protegidos y las cargas se distribuyan mejor.

También se utilizarán como sujetadores de los separadores de las torres y en las uniones de los puntales con las diagonales de madera.

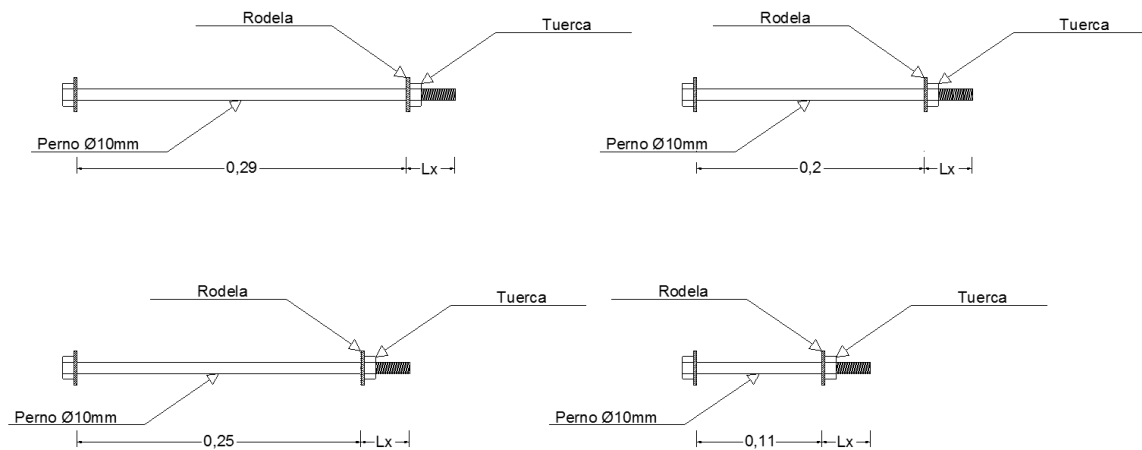


Figura 100: Pernos

Mangueras

La función de las mangueras es cubrir a los pernos, protegiéndolo así de la acción del hormigón; pero de manera principal facilitar su retiro y desencofre de los elementos verticales.

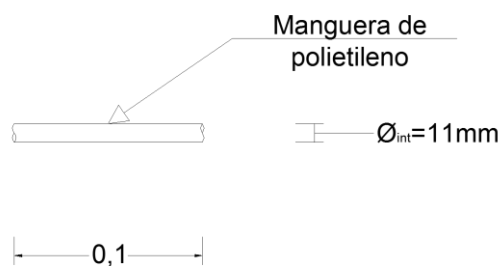


Figura 101: Mangueras

Separador de encofrados Verticales

Son Bloques de madera cuya finalidad es mantener la separación necesaria entre los tableros de encofrado (10cm) para conformar las paredes de hormigón; garantizando así el espesor requerido.

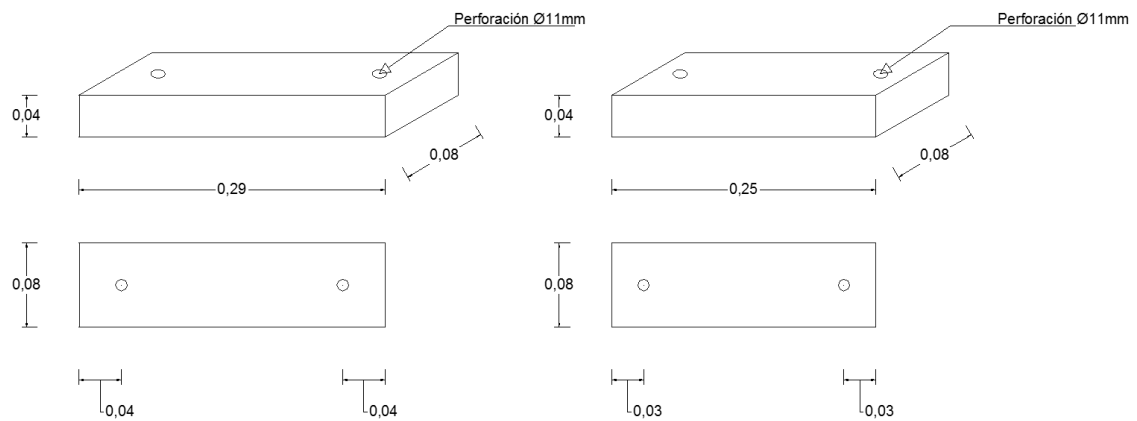


Figura 102: Separadores de encofrados verticales

Separador de torre

Es también un bloque de madera dividido en 2 piezas unidas con un perno a la mitad, el cual tiene como finalidad facilitar el desencofrado y desmonte de la torre cuando esto sea requerido.

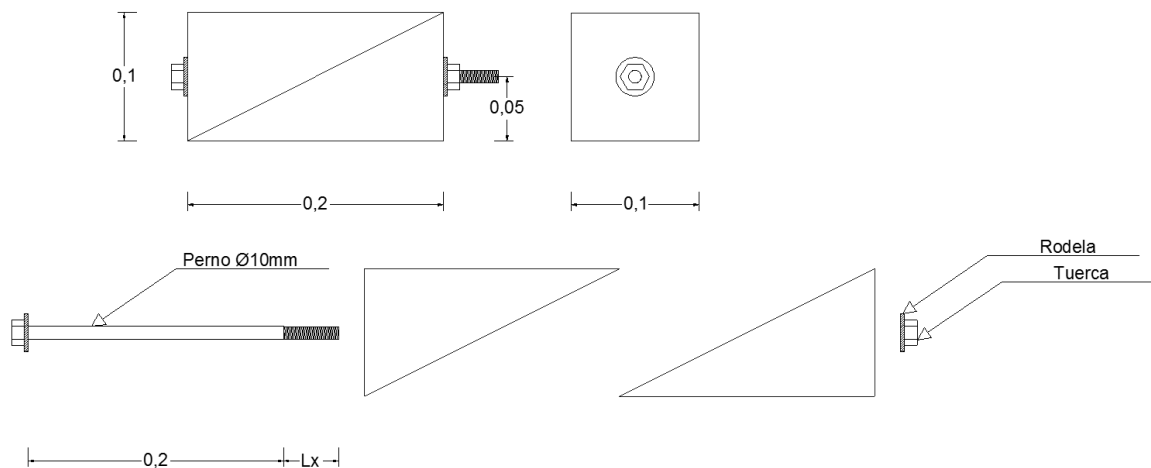


Figura 103: Separador de torre

Pasadores

Son piezas de metal con argolla que encajan perfectamente en los agujeros del armazón de los tableros con el objetivo de sujetar o ensamblar los módulos de encofrado.

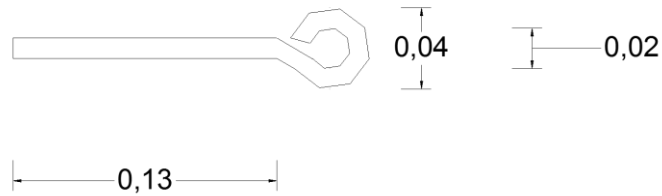


Figura 104: Pasadores

8.8 Encofrados de Madera

Se lo construye en obra utilizando piezas de madera rolliza o aserrada, es fácil de producir pero retarda la construcción cuando las estructuras son mayores y su costo también aumenta. Se usa principalmente en obras de mediana importancia donde los costos de mano de obra son menores que los del alquiler de encofrados modulares. Dada su facilidad para producir casi cualquier forma, se usan bastante en combinación con otros sistemas de encofrado.

8.9 Encofrados Metálicos

Es un sistema de encofrados versátil en la construcción. La calidad de las materias primas usadas lo hacen resistente y compacto, se lo fabrica en acero de gran resistencia que nos garantiza una larga duración de uso a los módulos; este sistema se considera económico en proyectos grandes y demasiado caro en construcciones pequeñas; pero puede llegar a ser un gran problema el peso que puede generar para su monte y desmonte.

8.10 Encofrados de Plástico

Debido a las limitaciones que existen con respecto a formas en el diseño de elementos estructurales en la construcción; se ha optado por buscar un nuevo tipo de encofrado que permita mayor libertad en las formas, transporte, armado y desarmado mas de durabilidad; dando así como resultado los encofrados de plástico que se caracteriza por lo siguiente:

- Este material permite una libertad completa de proyecto.

- Permite al construir realizar simultáneamente el encofrado y el acabado de las superficies.
- Con los encofrados pueden moldearse dibujos y formas poco comunes.
- No existe limitación de dimensiones, ya que los diversos elementos pueden mostrarse en obra de forma que se disimulen las juntas.
- Puede llegar a ser el material más económico de entre todos los disponibles, si se prevee un gran número de usos.
- Es ligero y fácilmente desmontable.
- No presenta problemas de corrosión.

CONCLUSIONES

- 1) El sistema prismo resisten hace que cada uno de los elementos de la estructura provoquen, resistan y a la vez absorban cargas, , además de hacer que el centro de masas y el de rigidez coincidan, evitando así cualquier tipo de torsión por efecto del sismo.
- 2) El armado de los refuerzos a 45° de este sistema ofrece un entramado de diagonal contra diagonal extendido en todos los elementos que conforman la estructura, haciendo de esta una edificación sumamente resistente contra la mayoría de los efectos de cargas externas como el sismo e incluso evitando el hundimiento.
- 3) La mayor parte del éxito del Sistema Prismo Resistente está condicionado al trabajo a la par entre los profesionales que intervienen el desarrollo del proyecto, conjuntamente con la mano de obra que está familiarizada con el método, se puede decir así, que es entonces cuando se consigue un desempeño estructural sumamente eficaz acompañado de los mejores acabados.
- 4) El encofrado modular permite mayor facilidad de trabajo para este Sistema Prismo Resistente, actuando como multiusos, garantizando una envoltura rígida y segura para la construcción; además de ser económico, al disminuir el desperdicio de materiales y permitir la reutilización de los mismos.
- 5) El encofrado para la edificación se elegirá en base al tipo de proyecto a realizarse, pudiendo elegir entre; encofrado de madera (obra pequeña), encofrado de metal (obra grande) o encofrado mixto (obra mediana).

RECOMENDACIONES

- 1) Lo único que puede evitar que este sistema, trabaje como debería son los asentamientos diferenciales, razón por la cual siempre deberá utilizarse una cimentación corrida como vigas de cimentación, y de ser el caso losa de cimentación si el suelo del proyecto es demasiado malo.
- 2) Mantener un estricto control durante el armado y fundición de todos los elementos del sistema, tanto en los verticales como los horizontales, para evitar que algún error en ello provoque un fallo en la homogeneidad de la edificación y por ende un mal desempeño de la estructura.
- 3) Planificar un trabajo conjunto entre los profesionales a cargo del proyecto estructural y arquitectónico para un buen desarrollo del proyecto. Además se trabajará con mano de obra conocedora del sistema, de lo contrario se optará por socializar el método con los nuevos trabajadores.
- 4) Tener sumo cuidado en la disposición y manejo de los encofrados modulares, limpiándolos de la manera adecuada, almacenándolos como se requiere, evitando un maltrato innecesario, para que conjuntamente con esto se prolongue la vida útil de los mismos.
- 5) Es importante conocer el tipo de edificación a realizarse y en función de esta elegir el tipo de encofrado; de lo contrario se puede volver antieconómico la utilización de un cierto tipo en específico de encofrados.

GLOSARIO DE TERMINOS

Abrasión: Desgaste, acción mecánica de rozamiento y desgaste que provoca la erosión de un material o tejido.

Agregado: elementos que forman parte del hormigón tales como arena, ripio, cemento los mismos que al formar un solo cuerpo poseen excelentes características de resistencia a la compresión.

Aguja de Vicat: Aguja usada para determinar el tiempo de fraguado de los cementos hidráulicos.

Apiñada: Juntar estrechamente personas o cosa.

Burbujones: Alivianamientos usados en el sistema prismo resistente

Celosía: es una estructura reticular de barras rectas interconectadas en nudos formando triángulos planos o pirámides tridimensionales.

Cofre: Conjunto de piezas o elementos tipo, resistentes de madera o de metal que se repiten para conformar un encofrado multiusos.

Coplanar: Que se encuentran o pasan por el mismo plano

Granulometría: Técnica para medir el tamaño de los granos y separarlos por tamaños similares.

Indeformabilidad: De indeformable, que o se puede deformar.

Mocheta: Seudo columna de pequeñas dimensiones.

Nervios o nervaduras: Molduras salientes.

Pandeo: Torcerse una cosa encorvándose especialmente en el medio.

Perchas: Varilla que se atraviesa en otras para sostener la estructura.

Polietileno: Solido vítreo y transparente, muy común y muy empleado en la industria de los plásticos.

Prisma: Solido limitado por dos polígonos iguales y paralelos y por tantos paralelogramos como lados tienen dichos polígonos.

Punzonamiento: es un esfuerzo producido por tracciones en una pieza debidas a los esfuerzos tangenciales originados por una carga localizada en una superficie pequeña de un elemento bidireccional de hormigón, alrededor de su soporte.

Relación agua/cemento: Relación entre la cantidad de agua, excluyendo solamente aquella absorbida por los agregados, y la cantidad de material cementicio en un mortero u hormigón.

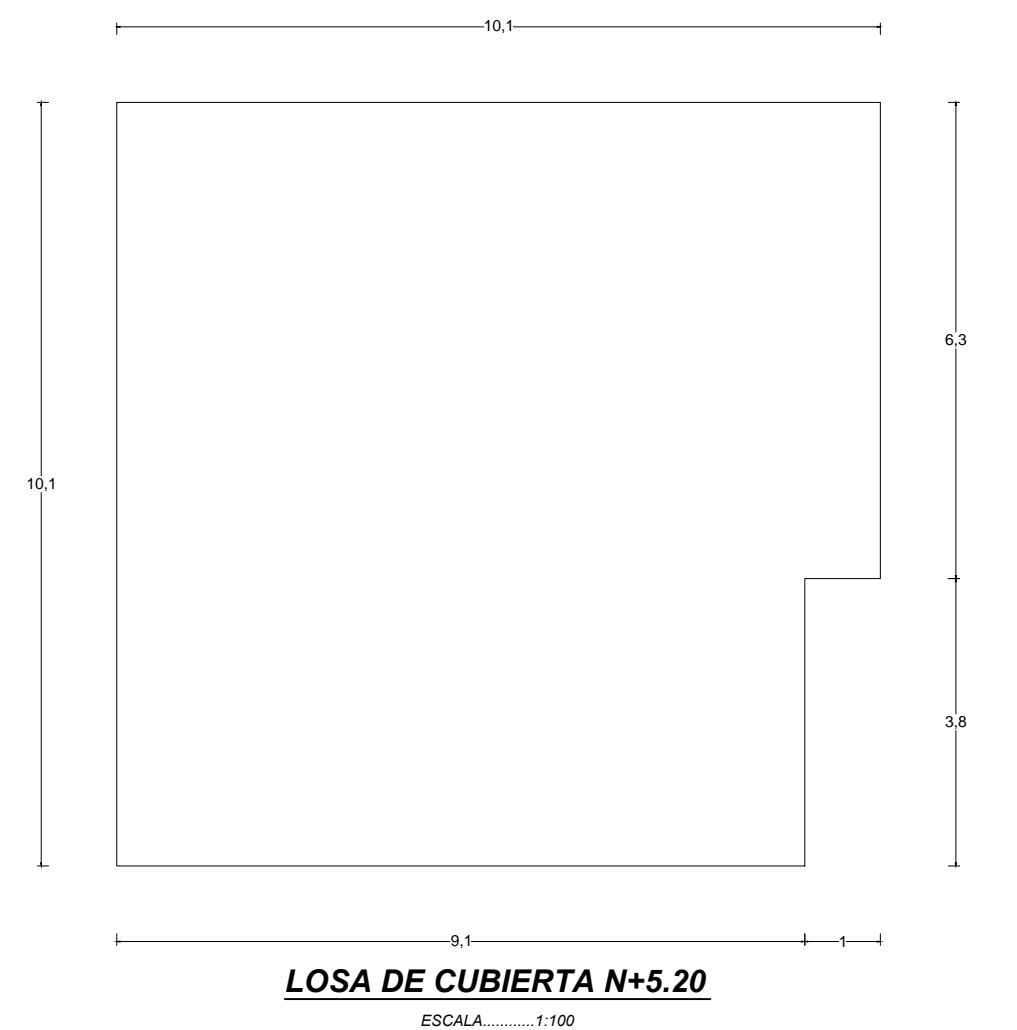
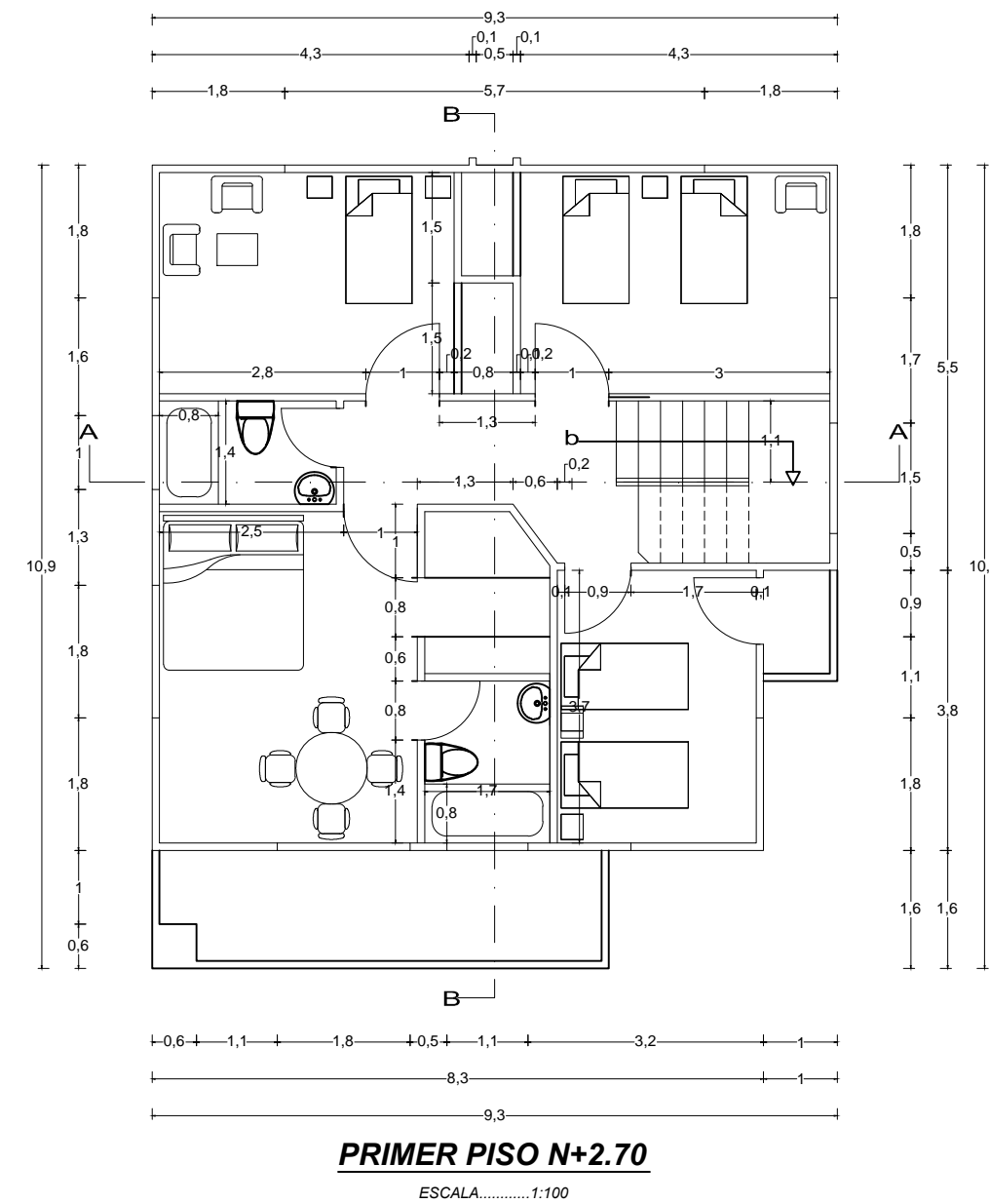
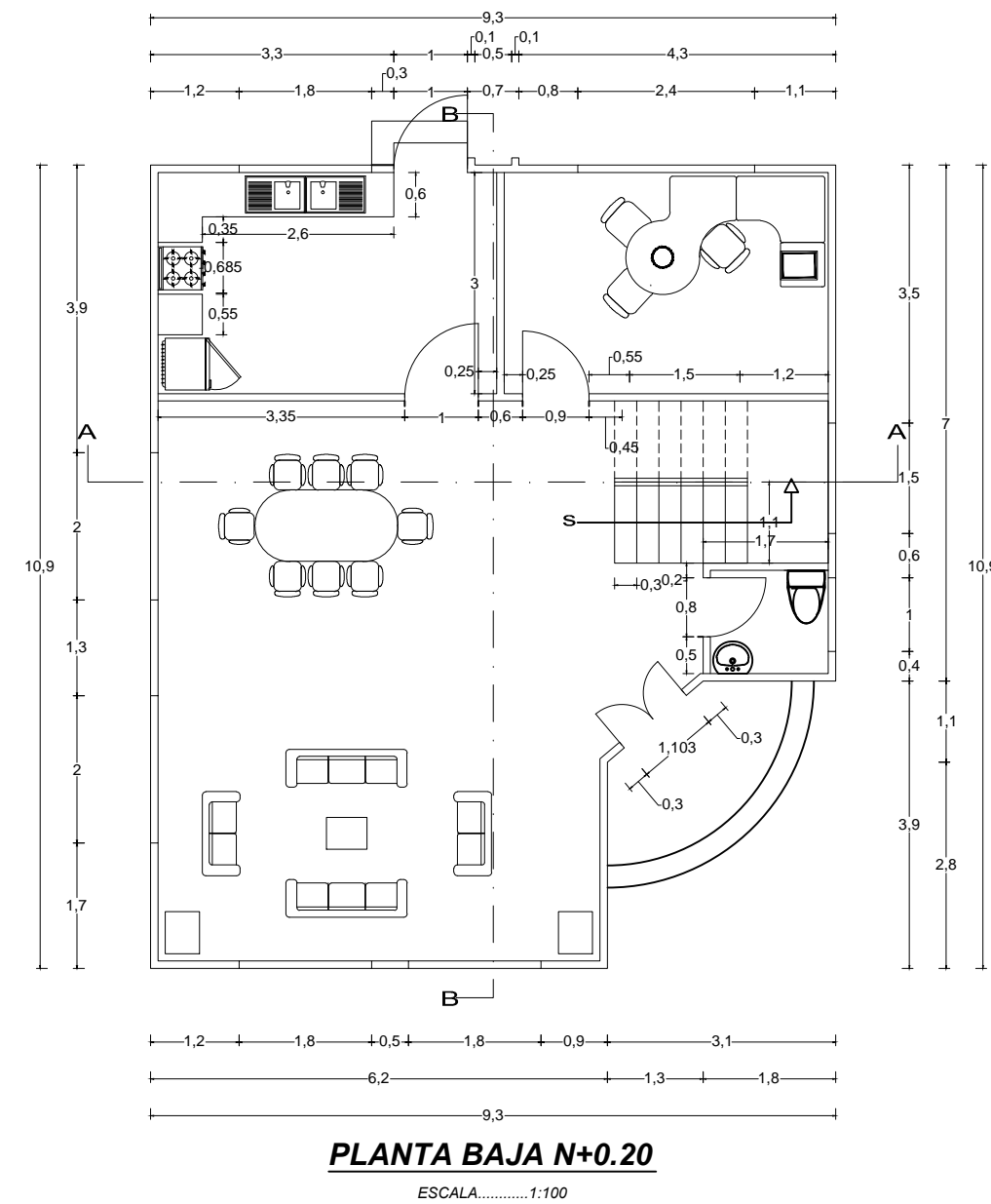
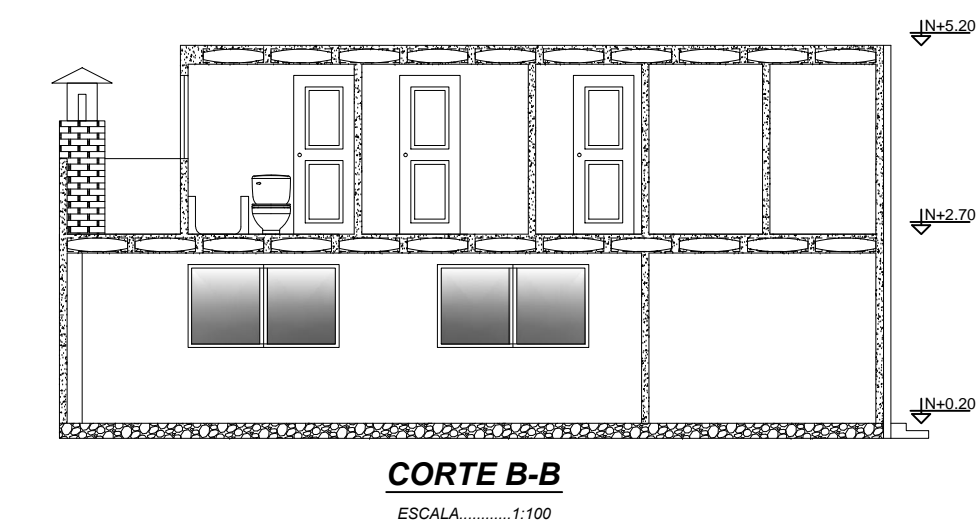
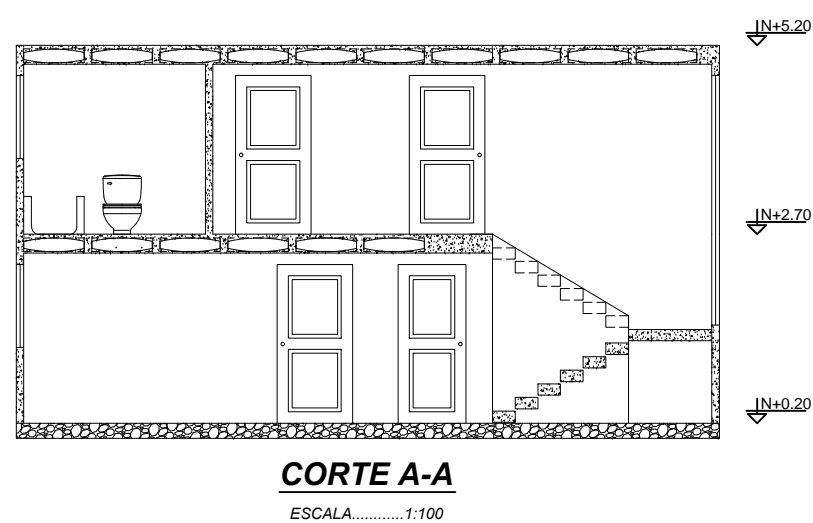
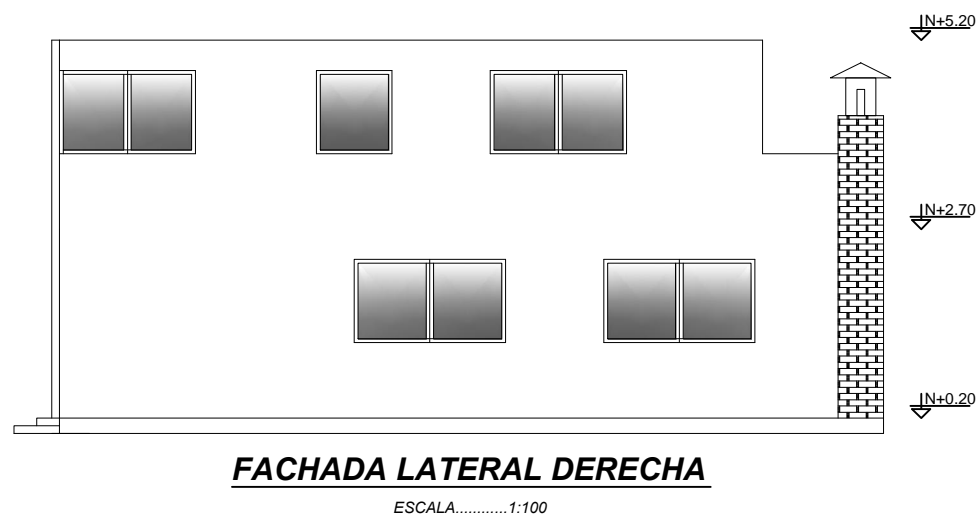
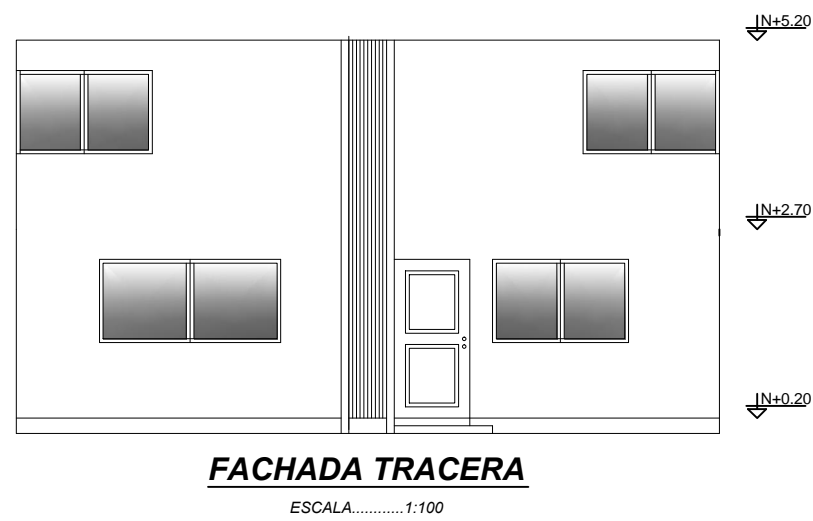
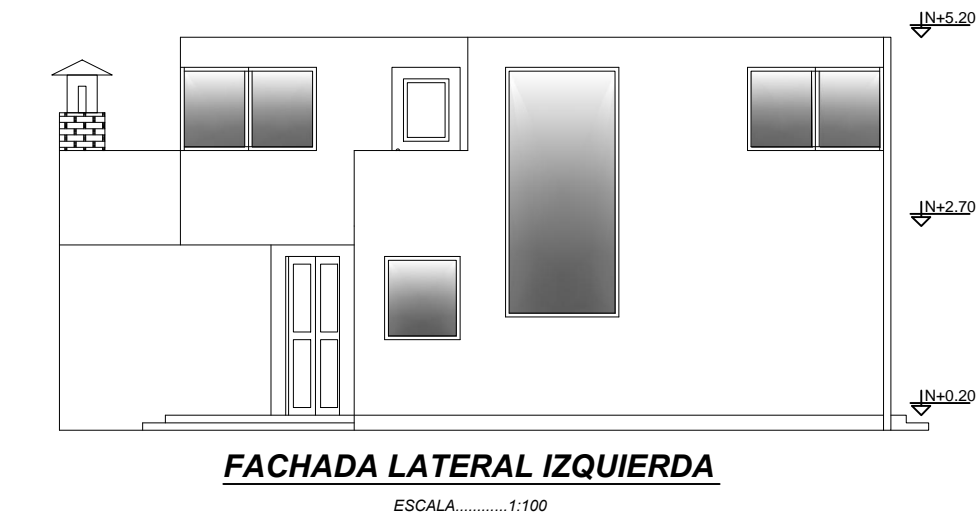
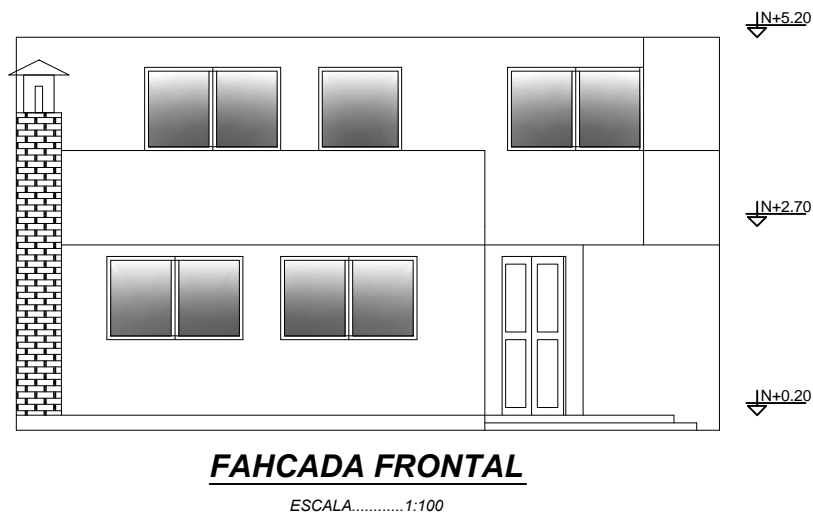
Trabe: unión entre 2 vigas, nervios, rieles, travesaños, etc.

Zuncho: Refuerzo metálico para juntar y atar elementos constructivos.

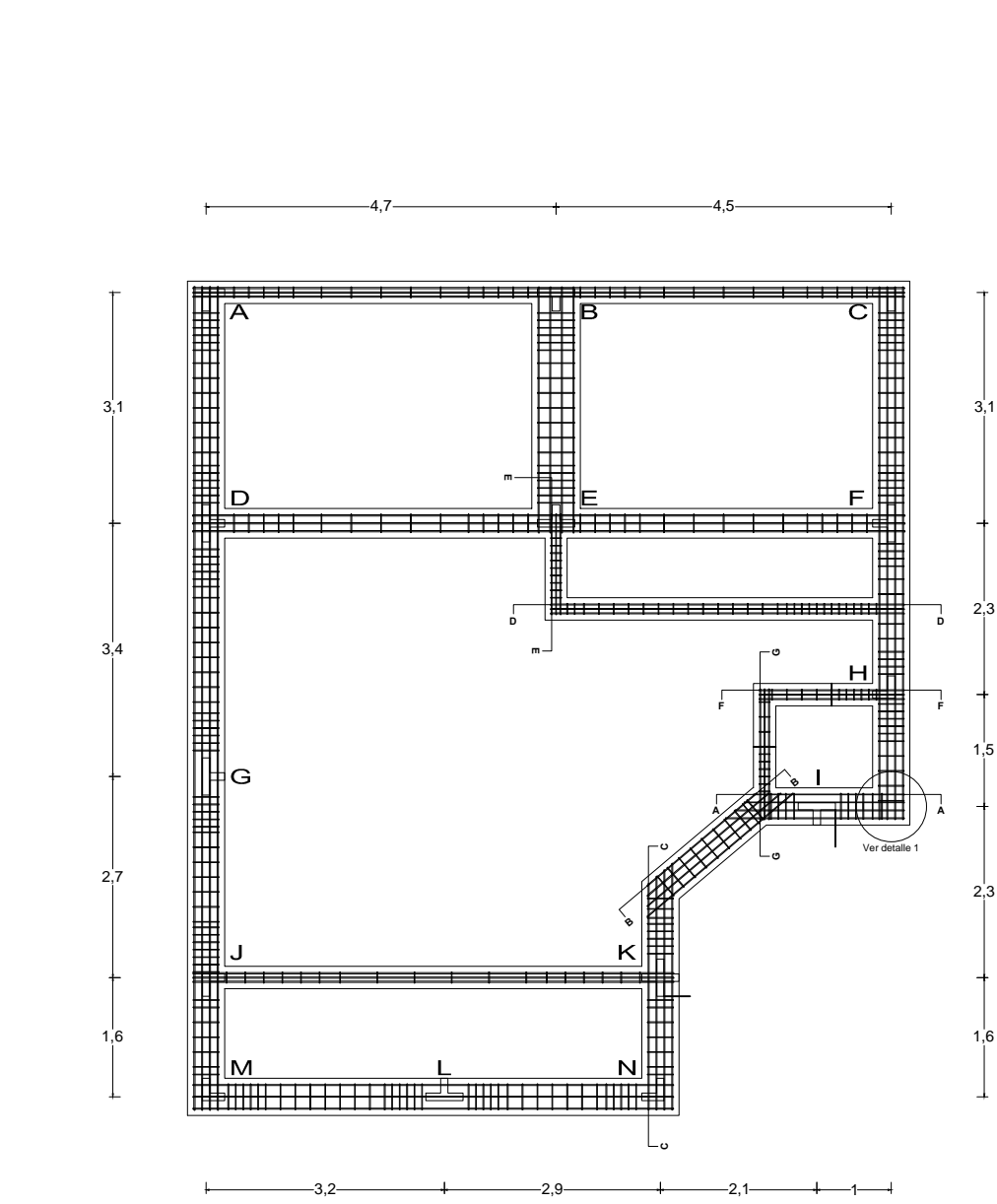
BIBLIOGRAFÍA

- BACA CRESPO Carlos Rodrigo, CARRIEL OSEJOS Diego Isaac, JIJÓN CRUZ Rommel Raphael y MOREIRA VERA Judith Marcet, Análisis Comparativo entre el Método Prismo Resistente y el Sistema Tradicional, Quito - Ecuador, Tesis de Grado, Universidad Central del Ecuador, 2000.
- BÁEZ PUMA William Ramiro y TIBAN SOTO Mingo Abel, Diseño de un Edificio Sobre un terreno a desnivel por el Método Prismo Resistente (Del Ing. Alberto Larrea), Quito - Ecuador, Tesis de Grado, Universidad Central del Ecuador, 1988.
- BENNO Löser. Hormigón Armado métodos de cálculo y dimensionamiento con tablas y ejemplos numéricos. 8va edición. Editorial "EL ATENEO" S.A. España. 1974.
- BURGOS ECHEGARAY Diego Germán, MALDONADO MEDINA Juan Carlos, Sistema constructivo de Edificaciones Tipo, diseñadas con el Método Prismo Resistente, Quito - Ecuador, Tesis de Grado, Universidad Central del Ecuador, 1996-1997.
- R. L. Peurifoy. Encofrado para Estructuras de Hormigón. 1ra edición. Editorial Castillo S. A. Madrid. 1967.
- <http://www.elconstructorcivil.com>

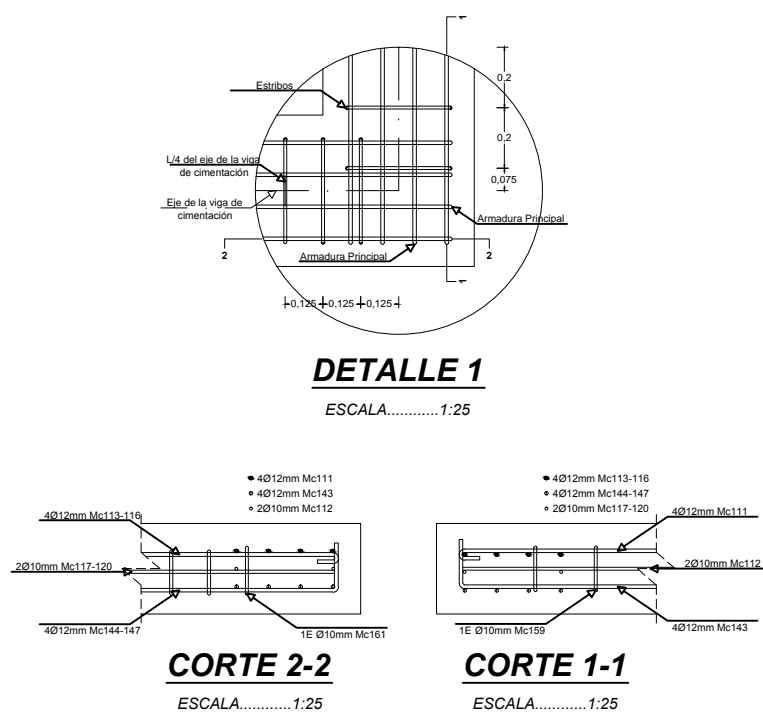
ANEXOS



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA ESCUELA INGENIERIA CIVIL			
PROYECTO: EDIFICACIÓN TIPO DE DOS PISOS PARA VIVIENDA	ESCALA:	INDICADA	
TESIS: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE MODELOS DE ENCOFRADO PARA UNA VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTENTE	FECHA:	FEBRERO-2014	
CONTIENE: CIMENTACIÓN,VIGAS DE CIMENTACIÓN, CORTES, DETALLES.	LAMINA:	1/9	
DIBUJANTE, CALCULISTA Y DISEÑADOR			
SR. ALVAREZ CHAFUEL IRWIN ALEJANDRO			
MIEMBROS DEL TRIBUNAL DE TESIS			
DIRECTOR DE TESIS	PRIMER MIEMBRO	SEGUNDO MIEMBRO	
ING. WASHINGTON BENAVIDES	ING. JORGE VASQUEZ	ING. ERNESTO PRO	



CIMENTACIÓN EN PLANTA
ESCALA.....1:100



DETALLE 1
ESCALA.....1:25

CORTE 2-2
ESCALA.....1:25

CORTE 1-1
ESCALA.....1:25

CORTE A-A
ESCALA.....1:25

CORTE D-D
ESCALA.....1:25

CORTE E-E
ESCALA.....1:25

CORTE F-F
ESCALA.....1:25

CORTE G-G
ESCALA.....1:25

CORTE 3-3
ESCALA.....1:25

CORTE 4-4
ESCALA.....1:25

CORTE 5-5
ESCALA.....1:25

CORTE 6-6
ESCALA.....1:25

CORTE 10-10
ESCALA.....1:25

CORTE 11-11
ESCALA.....1:25

CORTE 12-12
ESCALA.....1:25

CORTE 13-13
ESCALA.....1:25

CORTE 14-14
ESCALA.....1:25

CORTE 15-15
ESCALA.....1:25

CORTE 16-16
ESCALA.....1:25

CORTE 17-17
ESCALA.....1:25

CORTE 18-18
ESCALA.....1:25

CORTE 19-19
ESCALA.....1:25

CORTE 20-20
ESCALA.....1:25

CORTE 21-21
ESCALA.....1:25

CORTE 22-22
ESCALA.....1:25

CORTE 23-23
ESCALA.....1:25

CORTE 24-24
ESCALA.....1:25

CORTE 25-25
ESCALA.....1:25

CORTE 26-26
ESCALA.....1:25

CORTE 27-27
ESCALA.....1:25

CORTE 28-28
ESCALA.....1:25

CORTE 29-29
ESCALA.....1:25

CORTE 30-30
ESCALA.....1:25

CORTE 31-31
ESCALA.....1:25

CORTE 32-32
ESCALA.....1:25

CORTE 33-33
ESCALA.....1:25

CORTE 34-34
ESCALA.....1:25

CORTE 35-35
ESCALA.....1:25

CORTE 36-36
ESCALA.....1:25

CORTE 37-37
ESCALA.....1:25

CORTE 38-38
ESCALA.....1:25

CORTE 39-39
ESCALA.....1:25

CORTE 40-40
ESCALA.....1:25

CORTE 41-41
ESCALA.....1:25

CORTE 42-42
ESCALA.....1:25

CORTE 43-43
ESCALA.....1:25

CORTE 44-44
ESCALA.....1:25

CORTE 45-45
ESCALA.....1:25

CORTE 46-46
ESCALA.....1:25

CORTE 47-47
ESCALA.....1:25

CORTE 48-48
ESCALA.....1:25

CORTE 49-49
ESCALA.....1:25

CORTE 50-50
ESCALA.....1:25

CORTE 51-51
ESCALA.....1:25

CORTE 52-52
ESCALA.....1:25

CORTE 53-53
ESCALA.....1:25

CORTE 54-54
ESCALA.....1:25

CORTE 55-55
ESCALA.....1:25

CORTE 56-56
ESCALA.....1:25

CORTE 57-57
ESCALA.....1:25

CORTE 58-58
ESCALA.....1:25

CORTE 59-59
ESCALA.....1:25

CORTE 60-60
ESCALA.....1:25

CORTE 61-61
ESCALA.....1:25

CORTE 62-62
ESCALA.....1:25

CORTE 63-63
ESCALA.....1:25

CORTE 64-64
ESCALA.....1:25

CORTE 65-65
ESCALA.....1:25

CORTE 66-66
ESCALA.....1:25

CORTE 67-67
ESCALA.....1:25

CORTE 68-68
ESCALA.....1:25

CORTE 69-69
ESCALA.....1:25

CORTE 70-70
ESCALA.....1:25

CORTE 71-71
ESCALA.....1:25

CORTE 72-72
ESCALA.....1:25

CORTE 73-73
ESCALA.....1:25

CORTE 74-74
ESCALA.....1:25

CORTE 75-75
ESCALA.....1:25

CORTE 76-76
ESCALA.....1:25

CORTE 77-77
ESCALA.....1:25

CORTE 78-78
ESCALA.....1:25

CORTE 79-79
ESCALA.....1:25

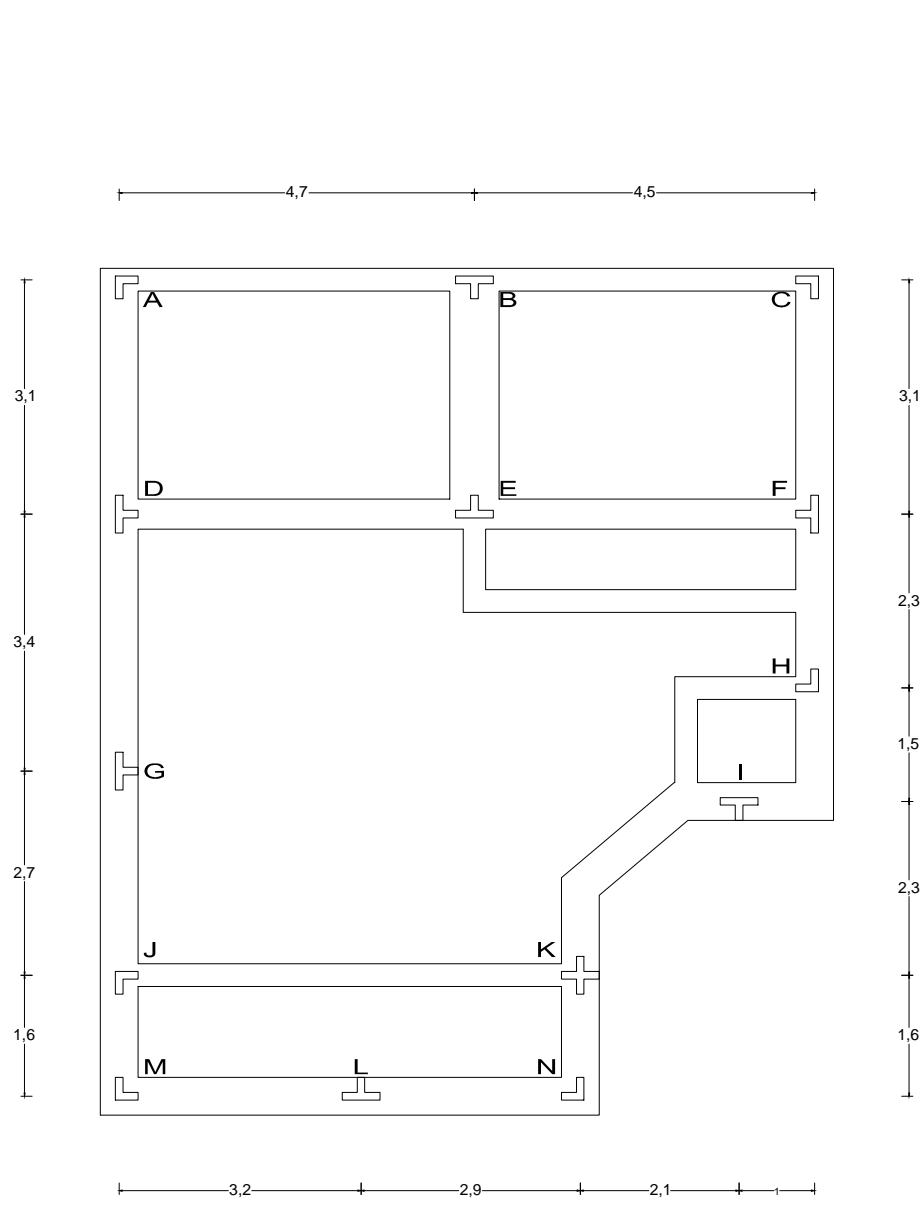
CORTE 80-80
ESCALA.....1:25

CORTE 81-81
ESCALA.....1:25

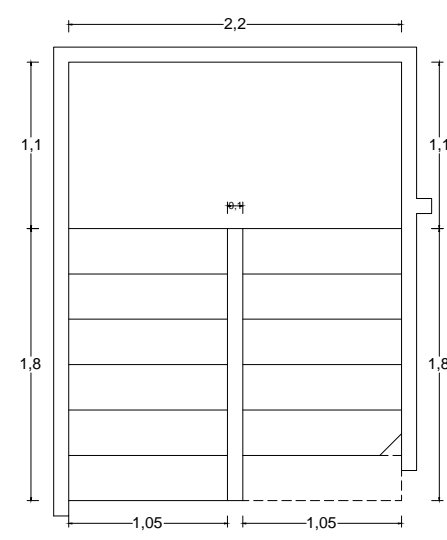
CORTE 82-82
ESCALA.....1:25

CORTE 83-83
ESCALA.....1:25

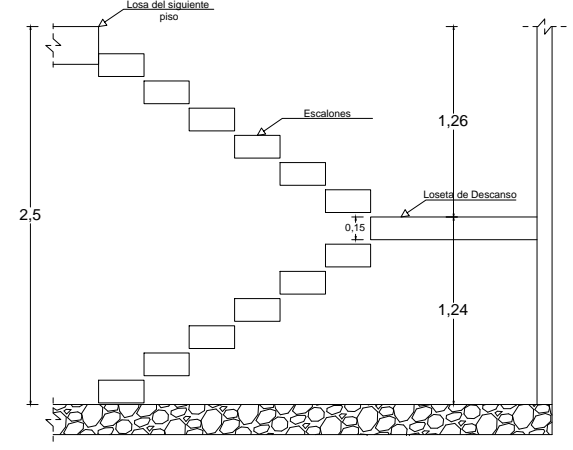
CORTE 84-84
ESCALA.....1:25



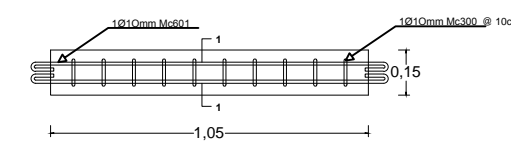
UBICACIÓN DE SEUDOCOLUMNAS
ESCALA.....1:100



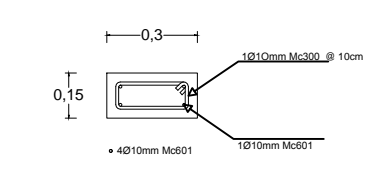
ESCALERA EN PLANTA
ESCALA.....1:50



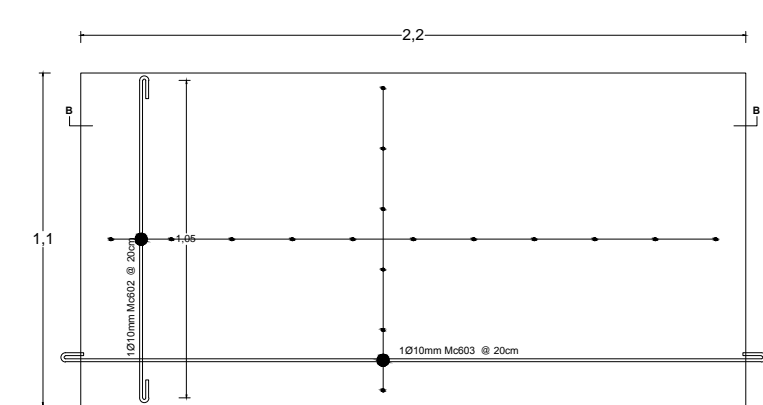
ESCALERA EN ELEVACIÓN
ESCALA.....1:50



ESCALONES
ESCALA.....1:25

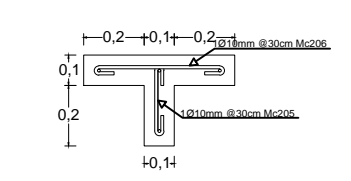


CORTE A-A
ESCALA.....1:25

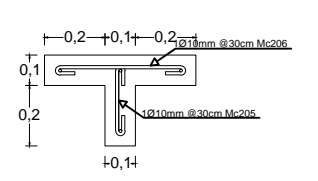


CORTE B-B
ESCALA.....1:25

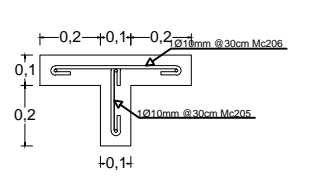
LOSETA DE DESCANSO
ESCALA.....1:25



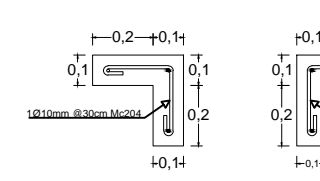
CORTE H-H
ESCALA.....1:25



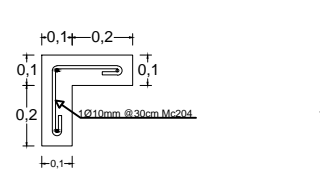
CORTE J-J
ESCALA.....1:25



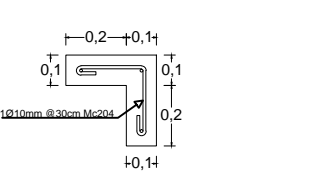
CORTE K-K
ESCALA.....1:25



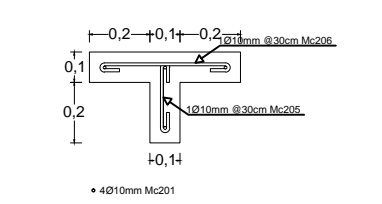
CORTE L-L
ESCALA.....1:25



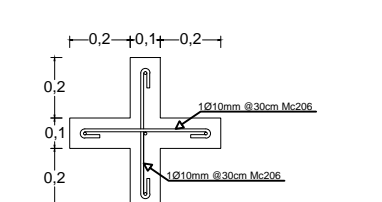
CORTE M-M
ESCALA.....1:25



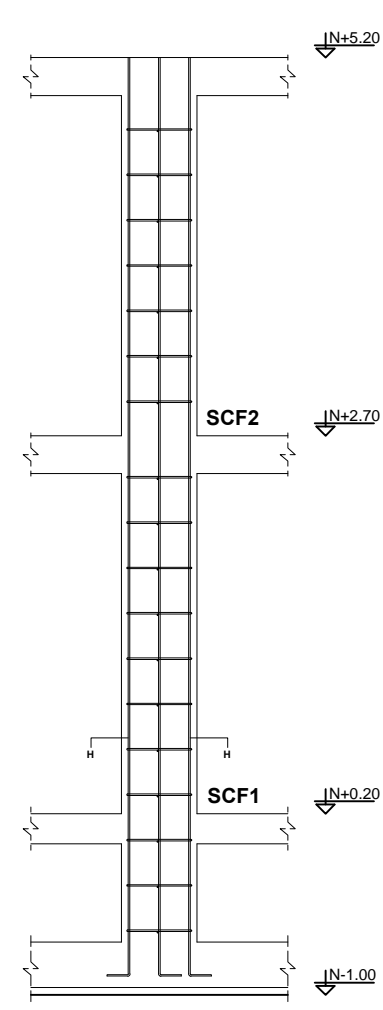
CORTE N-N
ESCALA.....1:25



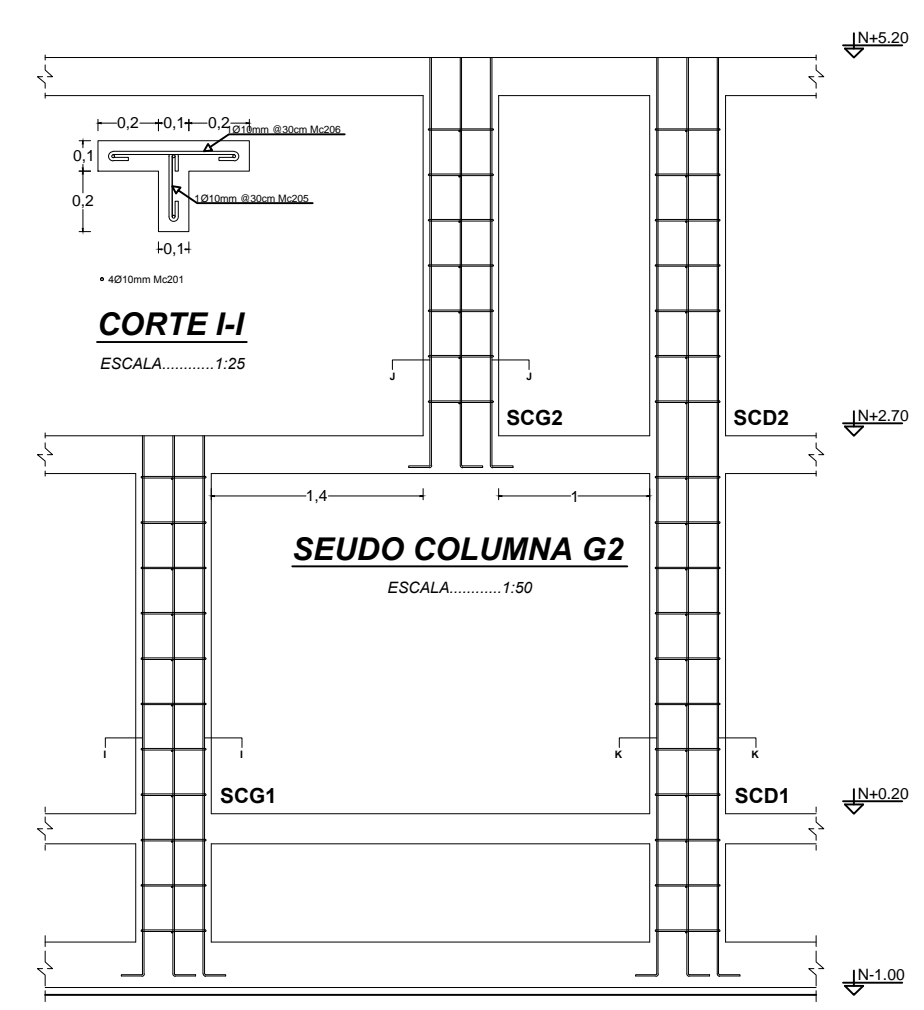
CORTE O-O
ESCALA.....1:25



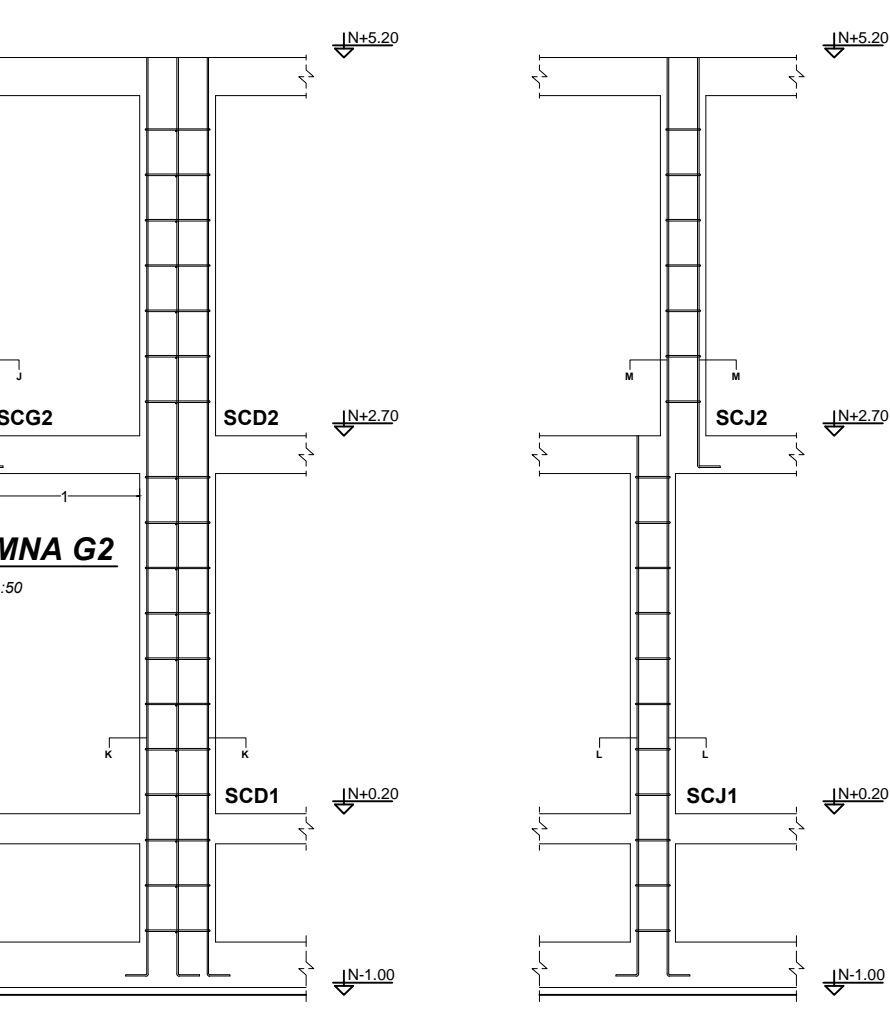
CORTE P-P
ESCALA.....1:25



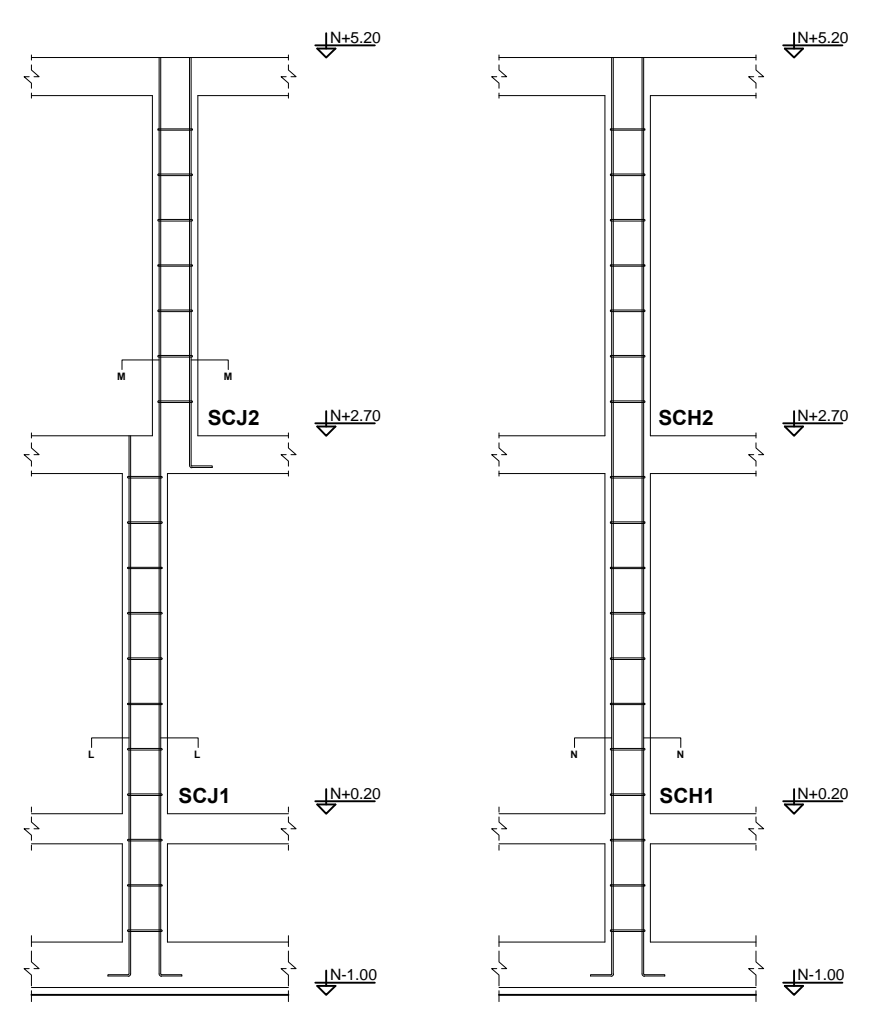
SEUDO COLUMNA F
ESCALA.....1:50



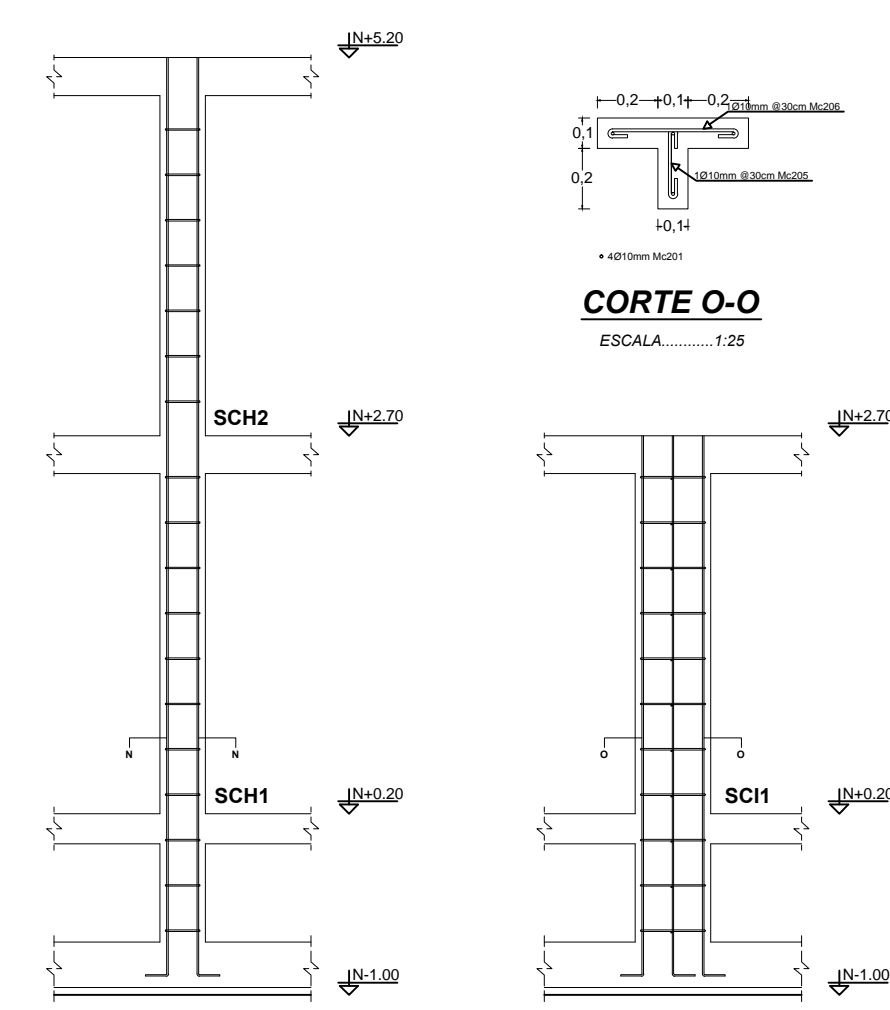
SEUDO COLUMNA G1
ESCALA.....1:50



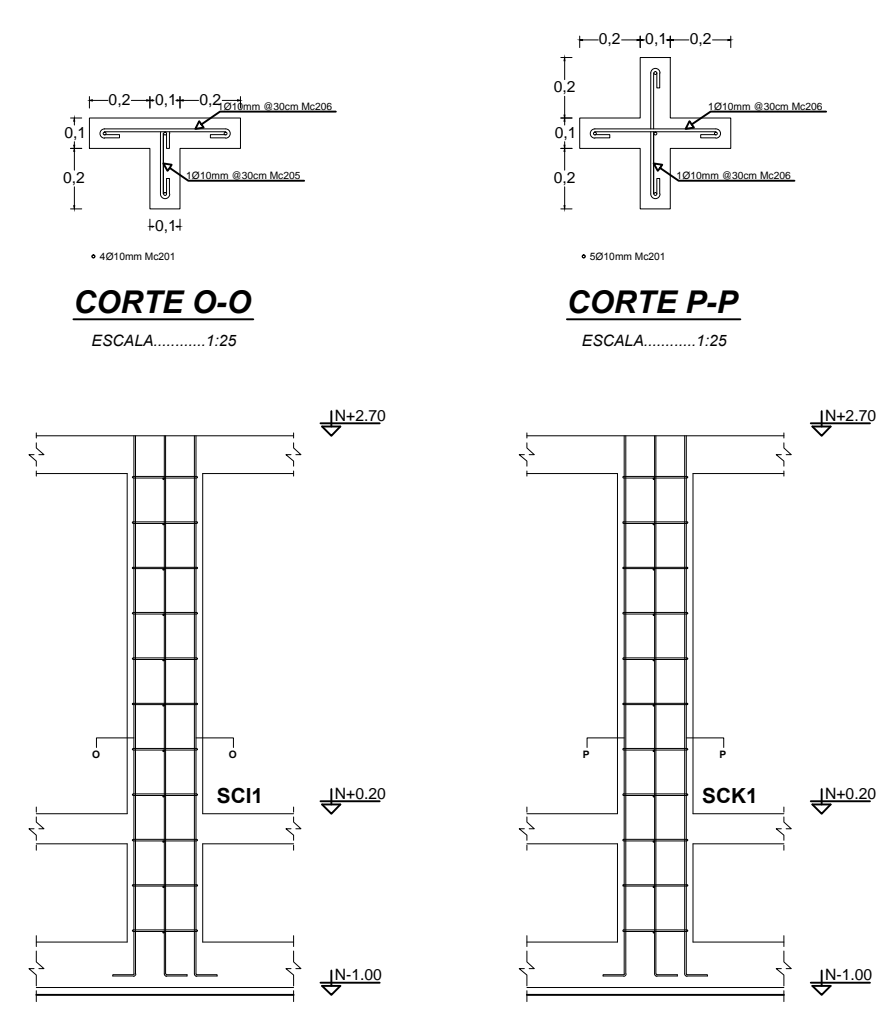
SEUDO COLUMNA D
ESCALA.....1:50



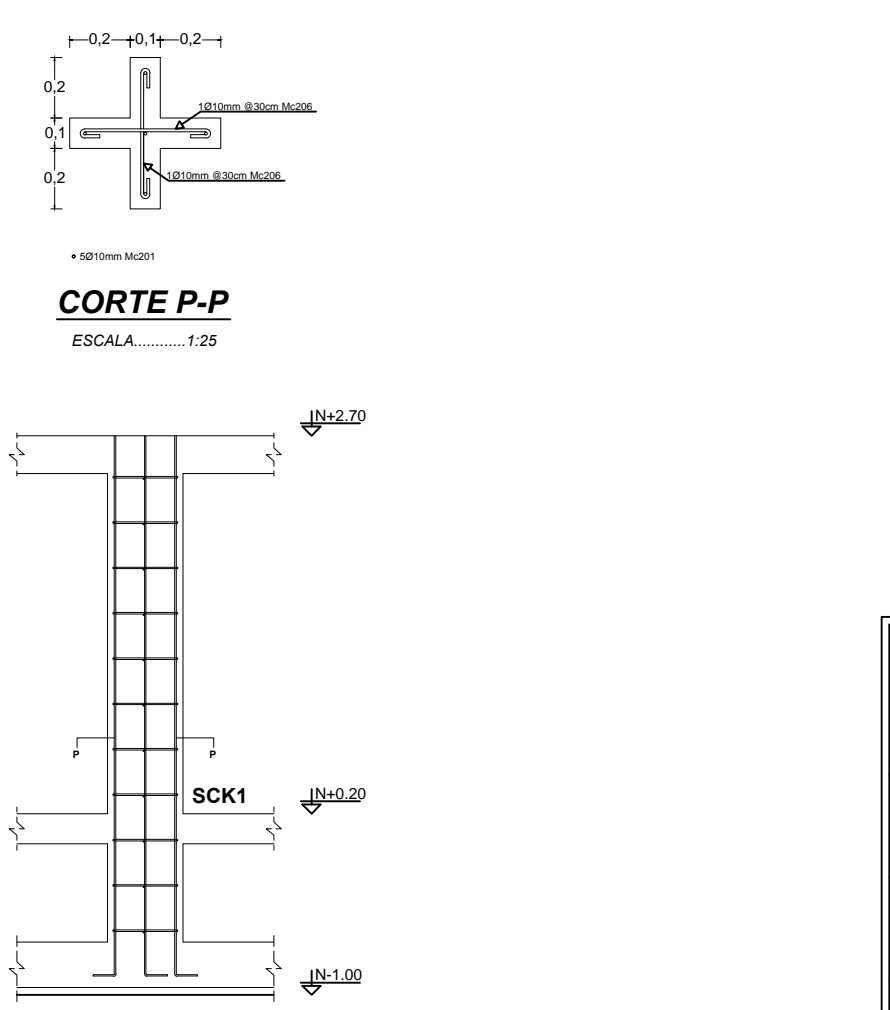
SEUDO COLUMNA J
ESCALA.....1:50



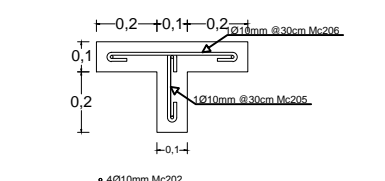
SEUDO COLUMNA H
ESCALA.....1:50



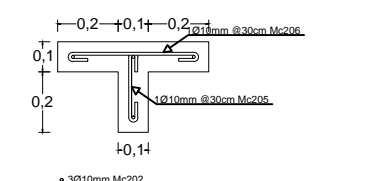
SEUDO COLUMNA I
ESCALA.....1:50



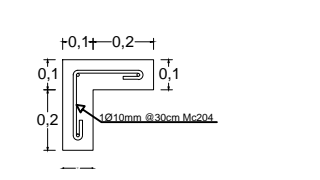
SEUDO COLUMNA K
ESCALA.....1:50



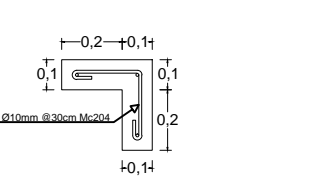
CORTE B-B
ESCALA.....1:25



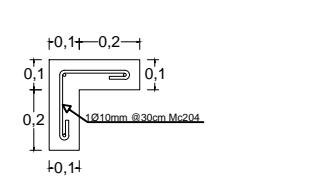
CORTE D-D
ESCALA.....1:25



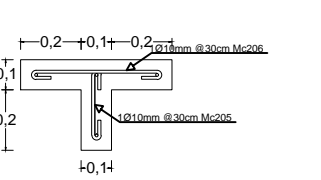
CORTE A-A
ESCALA.....1:25



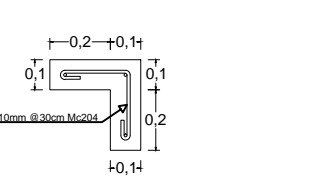
CORTE C-C
ESCALA.....1:25



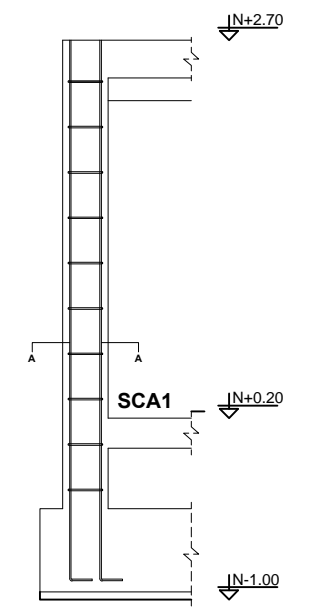
CORTE E-E
ESCALA.....1:25



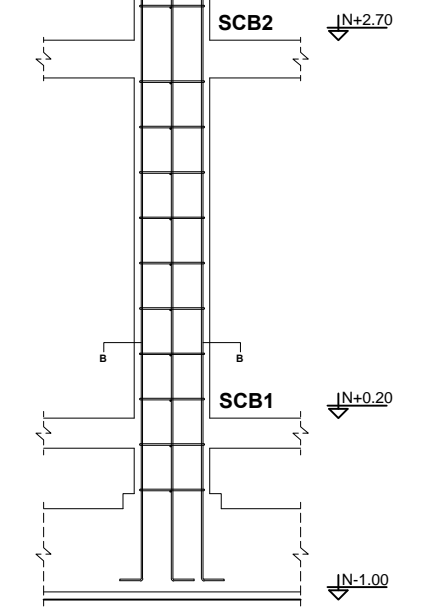
CORTE F-F
ESCALA.....1:25



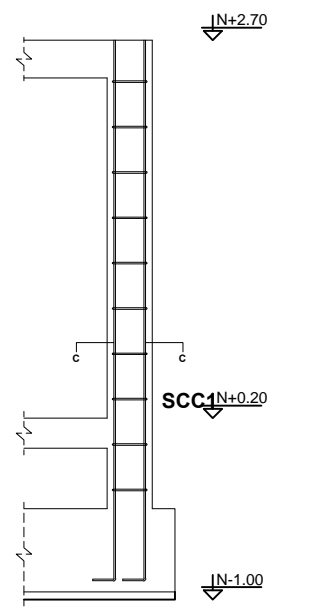
CORTE G-G
ESCALA.....1:25



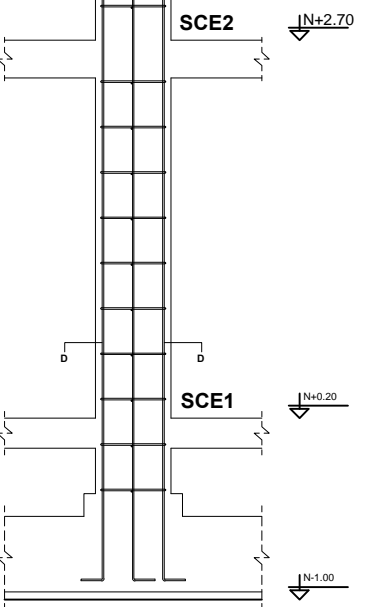
SEUDO COLUMNA A
ESCALA.....1:50



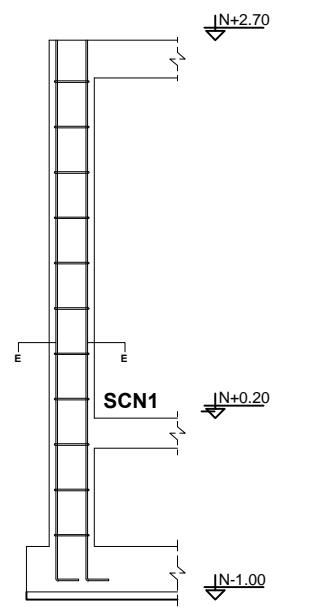
SEUDO COLUMNA B
ESCALA.....1:50



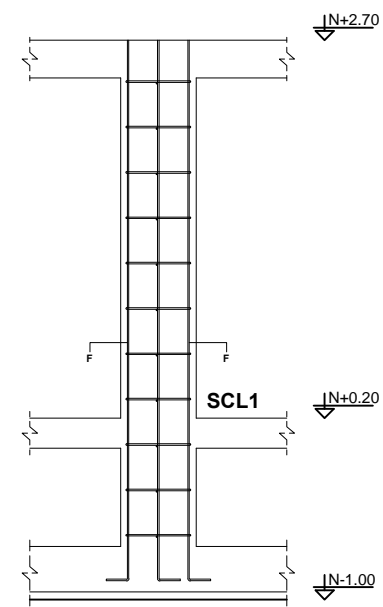
SEUDO COLUMNA C
ESCALA.....1:50



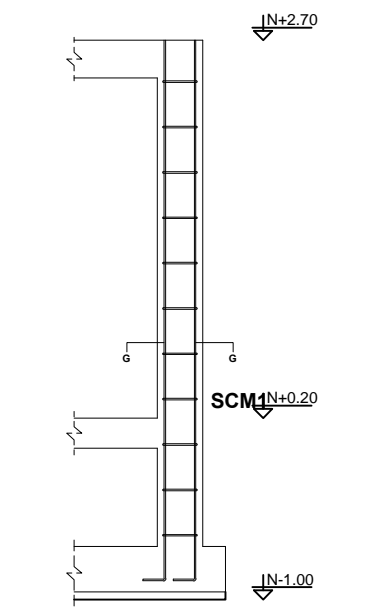
SEUDO COLUMNA E
ESCALA.....1:50



SEUDO COLUMNA A
ESCALA.....1:50



SEUDO COLUMNA L
ESCALA.....1:50



SEUDO COLUMNA M
ESCALA.....1:50

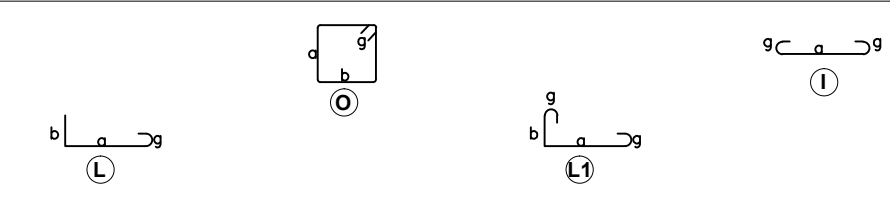
PLANILLA DE ACERO

Mc	TIPO	φ mm	N°	DIMENSIONES			L PAR (m)	L TOTAL (m)	OBSERVACIONES
				a	b	c			
SEUDOCOLUMNAS									
201	L	10	30	3.55	0.15	0.06	3.76	112.80	1 pata y 1 gancho
202	L	10	20	6.05	0.15	0.06	6.26	125.20	1 pata y 1 gancho
203	L	10	5	2.70	0.15	0.06	2.91	14.55	1 pata y 1 gancho
204	L1	10	78	0.21	0.21	0.06	0.54	42.12	2 ganchos
205	I	10	110	0.21		0.06	0.33	36.30	2 ganchos
206	I	10	132	0.41		0.06	0.53	69.96	2 ganchos
ESCALERA									
601	I	10	96	1.15		0.06	1.27	121.92	2 ganchos
602	I	10	11	1.05		0.06	1.17	12.87	2 ganchos
603	I	10	6	1.05		0.06	1.17	7.02	2 ganchos
604	O	10	120	0.21	0.06	0.06	0.66	79.20	2 ganchos

RESUMEN DE MATERIALES

Φ (mm)	10	12	14	16	18	20	22	25	28
W (kg/m)	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834
L (m)	621.94								
PESO (Kg)	383.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

TIPOS DE DOBLADO DE ACERO



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ACERO ESTRUCTURAL ACERO CORrugado LAMINADO EN CALIENTE: $f_y=430\text{MPa}$, $f_u=570\text{MPa}$ F PUN DE CORTANTE: 1.2 MPa, 1.2 MPa DISEÑO: 10mm RESISTENCIA MINIMA: $f_y=430\text{MPa}$ EN PUNTO DE CORTANTE RESISTENCIA MINIMA: $f_u=570\text{MPa}$ EN PUNTO DE CORTANTE RESISTENCIA MINIMA: $f_y=430\text{MPa}$ EN PUNTO DE CORTANTE RESISTENCIA MINIMA: $f_u=570\text{MPa}$ EN PUNTO DE CORTANTE	HORMIGÓN RESISTENCIA CARBONATA A LOS 28 DÍAS EN PUNTO DE CORTANTE: $f_c=21\text{MPa}$ F PUN DE CORTANTE: 1.2 MPa, 1.2 MPa DISEÑO: 10mm RESISTENCIA MINIMA: $f_c=21\text{MPa}$ EN PUNTO DE CORTANTE RESISTENCIA MINIMA: $f_c=21\text{MPa}$ EN PUNTO DE CORTANTE RESISTENCIA MINIMA: $f_c=21\text{MPa}$ EN PUNTO DE CORTANTE RESISTENCIA MINIMA: $f_c=21\text{MPa}$ EN PUNTO DE CORTANTE
--	--

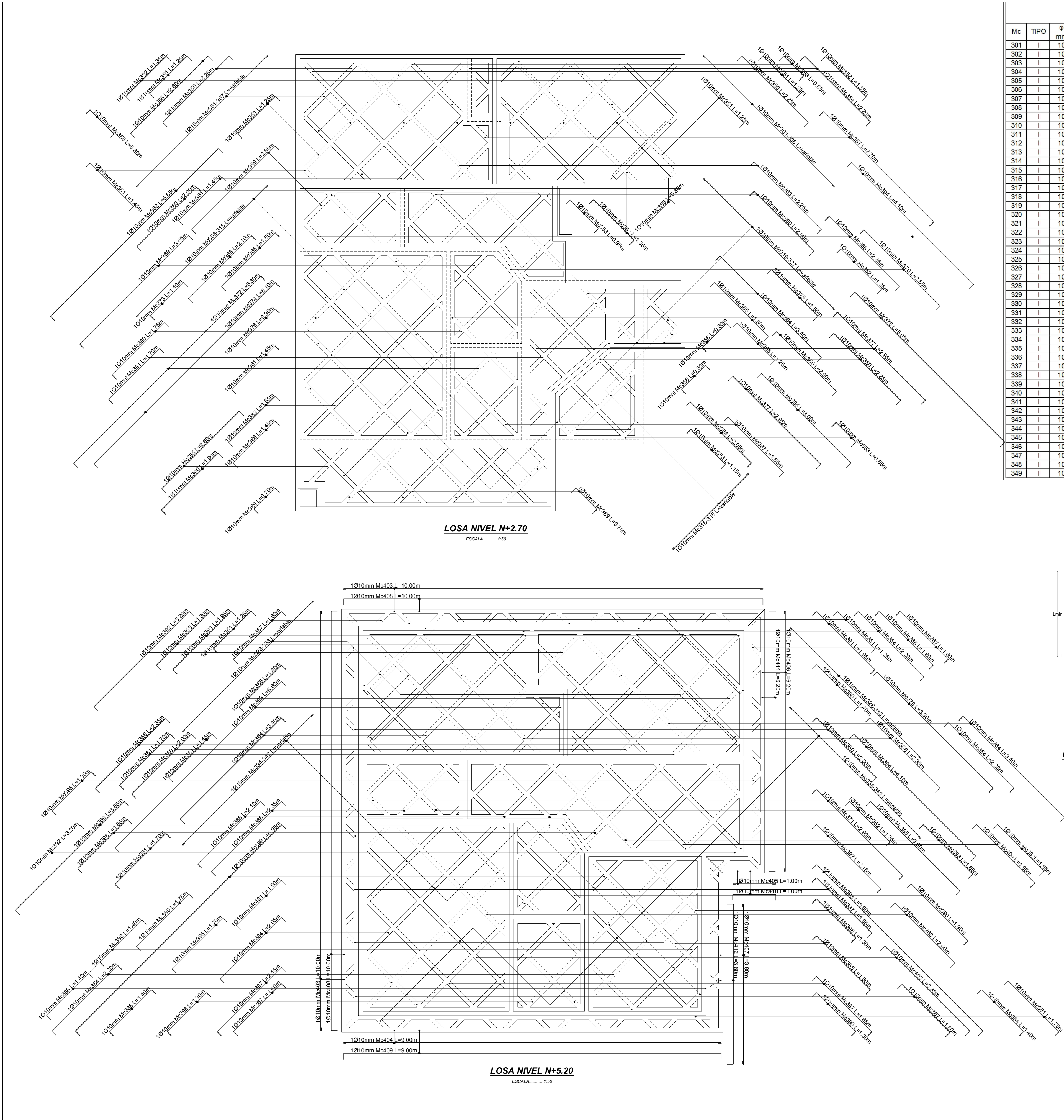
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA
ESCUELA INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: EDIFICACIÓN TIPO DE DOS PISOS PARA VIVIENDA
TESIS: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE MODELOS DE ENCOFRADO PARA UNA VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTENTE
CONTIENE: SEUDO COLUMNAS, ESCALERAS, CORTES, DETALLES, PLANILLA DE ACEROS.

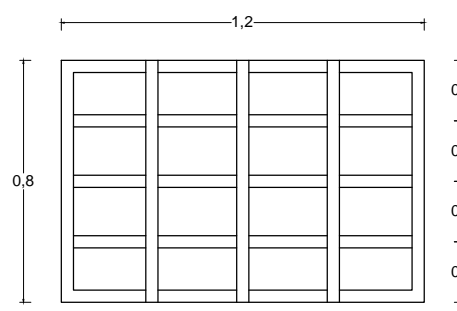
ESCALA: INDICADA
FECHA: FEBRERO-2014
LAMINA: 3/9

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA
ESCUELA INGENIERIA CIVIL
FUNDADA EN 1951
QUITO

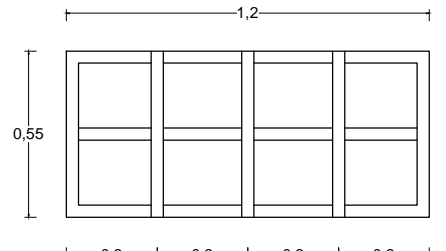
DIBUJANTE, CALCULISTA Y DISEÑADOR		
SR. ALVAREZ CHAFUÉL WIVIN ALEJANDRO		
MIEMBROS DEL TRIBUNAL DE TESIS		
DIRECTOR DE TESIS	PRIMER MIEMBRO	SEGUNDO MIEMBRO
ING. WASHINGTON BENAVIDES	ING. JORGE VASQUEZ	ING. ERNESTO PRO



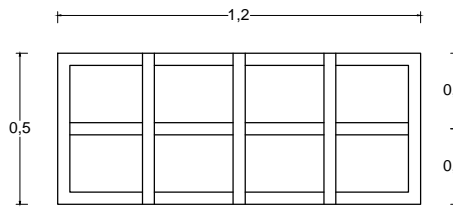
PLANILLA DE ACERO																											
Mc	TIPO	φ mm	N°	DIMENSIONES				L PAR (m)	L TOTAL (m)	OBSERVACIONES	Mc	TIPO	φ mm	N°	DIMENSIONES				L PAR (m)	L TOTAL (m)	OBSERVACIONES						
				a	b	c	g								a	b	c	g									
301	I	10	8	4.40			0.06	4.52	36.16	2 ganchos	350	C	10	3	2.25	0.17			2.59	7.77	2 patas						
302	I	10	2	2.23			0.06	2.35	4.70	2 ganchos	351	C	10	9	1.25	0.17			1.59	14.31	2 patas						
303	I	10	2	4.03			0.06	4.15	8.30	2 ganchos	352	C	10	10	1.35	0.17			1.69	16.9	2 patas						
304	I	10	1	5.85			0.06	5.97	5.97	2 ganchos	353	C	10	1	0.95	0.17			1.29	1.29	2 patas						
305	I	10	1	5.20			0.06	5.32	5.32	2 ganchos	354	C	10	4	2.2	0.17			2.54	10.16	2 patas						
306	I	10	2	2.60			0.06	2.72	5.44	2 ganchos	355	C	10	2	2.6	0.17			2.94	5.88	2 patas						
307	I	10	1	0.80			0.06	0.92	0.92	2 ganchos	356	C	10	8	0.8	0.17			1.14	9.12	2 patas						
308	I	10	1	3.25			0.06	3.37	3.37	2 ganchos	357	C	10	1	3.7	0.17			4.04	4.04	2 patas						
309	I	10	1	5.05			0.06	5.17	5.17	2 ganchos	358	C	10	1	0.65	0.17			0.99	0.99	2 patas						
310	I	10	1	8.55			0.06	8.67	8.67	2 ganchos	359	C	10	1	2.8	0.17			3.14	3.14	2 patas						
311	I	10	1	6.85			0.06	6.97	6.97	2 ganchos	360	C	10	9	2	0.17			2.34	21.06	2 patas						
312	I	10	1	8.55			0.06	8.67	8.67	2 ganchos	361	C	10	4	1.45	0.17			1.79	7.16	2 patas						
313	I	10	1	7.87			0.06	7.99	7.99	2 ganchos	362	C	10	1	5.65	0.17			5.99	5.99	2 patas						
314	I	10	2	7.65			0.06	7.77	15.54	2 ganchos	363	C	10	1	2.25	0.17			2.59	2.59	2 patas						
315	I	10	1	1.90			0.06	2.02	2.02	2 ganchos	364	C	10	3	3.4	0.17			3.74	11.22	2 patas						
316	I	10	1	2.60			0.06	2.72	2.72	2 ganchos	365	C	10	7	1.8	0.17			2.14	14.98	2 patas						
317	I	10	1	0.80			0.06	0.92	0.92	2 ganchos	366	C	10	3	2.35	0.17			2.69	8.07	2 patas						
318	I	10	1	0.75			0.06	0.87	0.87	2 ganchos	367	C	10	4	1.6	0.17			1.94	7.76	2 patas						
319	I	10	1	1.78			0.06	1.90	1.90	2 ganchos	368	C	10	3	2.1	0.17			2.44	7.32	2 patas						
320	I	10	1	5.43			0.06	5.55	5.55	2 ganchos	369	C	10	2	3.65	0.17			3.99	7.98	2 patas						
321	I	10	1	7.23			0.06	7.35	7.35	2 ganchos	370	C	10	1	2.55	0.17			2.89	2.89	2 patas						
322	I	10	2	8.65			0.06	8.77	17.54	2 ganchos	371	C	10	1	2.9	0.17			3.24	3.24	2 patas						
323	I	10	1	9.43			0.06	9.55	9.55	2 ganchos	372	C	10	1	6.3	0.17			6.64	6.64	2 patas						
324	I	10	1	8.08			0.06	8.20	8.20	2 ganchos	373	C	10	1	1.1	0.17			1.44	1.44	2 patas						
325	I	10	1	6.28			0.06	6.40	6.40	2 ganchos	374	C	10	1	6.1	0.17			6.44	6.44	2 patas						
326	I	10	1	4.48			0.06	4.60	4.60	2 ganchos	375	C	10	1	6.1	0.17			6.44	6.44	2 patas						
327	I	10	1	2.68			0.06	2.80	2.80	2 ganchos	376	C	10	1	0.9	0.17			1.24	1.24	2 patas						
328	I	10	2	1.58			0.06	1.70	3.40	2 ganchos	377	C	10	2	2.95	0.17			3.29	6.58	2 patas						
329	I	10	2	3.38			0.06	3.50	7.00	2 ganchos	378	C	10	1	5.05	0.17			5.39	5.39	2 patas						
330	I	10	2	5.18			0.06	5.30	10.60	2 ganchos	379	C	10	1	3.9	0.17			4.24	4.24	2 patas						
331	I	10	2	6.98			0.06	7.10	14.20	2 ganchos	380	C	10	2	1.75	0.17			2.09	4.18	2 patas						
332	I	10	8	4.98			0.06	5.10	40.80	2 ganchos	381	C	10	4	1.7	0.17			2.04	8.16	2 patas						
333	I	10	2	3.16			0.06	3.28	6.56	2 ganchos	382	C	10	2	1.55	0.17			1.89	3.78	2 patas						
334	I	10	1	3.83			0.06	3.95	3.95	2 ganchos	383	C	10	1	1.15	0.17			1.49	1.49	2 patas						
335	I	10	1	5.63			0.06	5.75	5.75	2 ganchos	384	C	10	2	2.05	0.17			2.39	4.78	2 patas						
336	I	10	1	7.43			0.06	7.55	7.55	2 ganchos	385	C	10	2	3	0.17			3.34	3.68	2 patas						
337	I	10	3	9.23			0.06	9.35	28.05	2 ganchos	386	C	10	5	1.4	0.17			1.74	8.7	2 patas						
338	I	10	2	10.56			0.06	10.68	21.36	2 ganchos	387	C	10	3	1.85	0.17			2.19	6.57	2 patas						
339	I	10	2	8.78			0.06	8.88	17.76	2 ganchos	388	C	10	1	0.65	0.17			0.99	0.99	2 patas						
340	I	10	2	6.96			0.06	7.08	14.16	2 ganchos	389	C	10	7	0.7	0.17			1.04	7.28	2 patas						
341	I	10	1	3.73			0.06	3.85	3.85	2 ganchos	390	C	10	2	1.9	0.17			2.24	4.48	2 patas						
342	I	10	1	1.93			0.06	2.05	2.05	2 ganchos	391	C	10	6	1.95	0.17			2.29	13.74	2 patas						
343	I	10	1	3.83			0.06	3.95	3.95	2 ganchos	392	C	10	2	3.2	0.17			3.54	7.08	2 patas						
344	I	10	1	4.20			0.06	4.32	4.32	2 ganchos	393	C	10	2	5.6	0.17			5.94	11.88	2 patas						
345	I	10	1	6.00			0.06	6.12	6.12	2 ganchos	394	C	10	2	4.1	0.17			4.44	8.88	2 patas						
346	I	10	1	7.80			0.06	7.92	7.92	2 ganchos	395	C	10	2	1.7	0.17			2.04	4.08	2 patas						
347	I	10	1	5.17			0.06	5.29	5.29	2 ganchos	396	C	10	5	1.3	0.17			1.64	8.2	2 patas						
348	I	10	1	3.37			0.06	3.49	3.49	2 ganchos	397	C	10	2	2.15	0.17			2.49	4.98	2 patas						
349	I	10	1	1.57			0.06	1.69	1.69	2 ganchos	398	C	10	2	1.65	0.17			1.99	3.98	2 patas						
											399	C	10	1	6.95	0.17			7.29	7.29	2 patas						



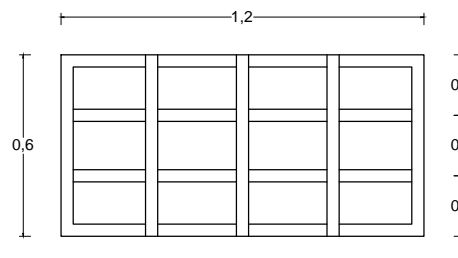
TABLERO TIPO TW1
ESCALA.....1:25



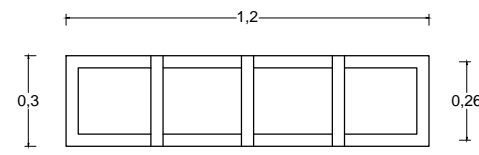
TABLERO TIPO TW2
ESCALA.....1:25



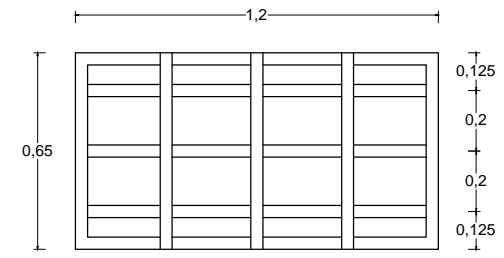
TABLERO TIPO TW3
ESCALA.....1:25



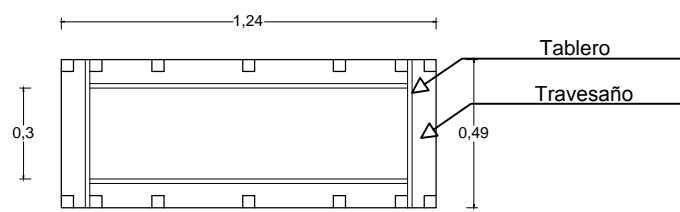
TABLERO TIPO TW4
ESCALA.....1:25



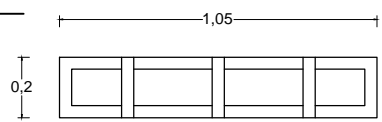
TABLERO TIPO TW5
ESCALA.....1:25



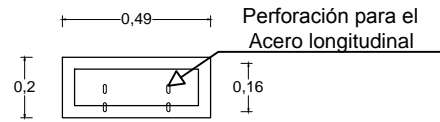
TABLERO TIPO TW6
ESCALA.....1:25



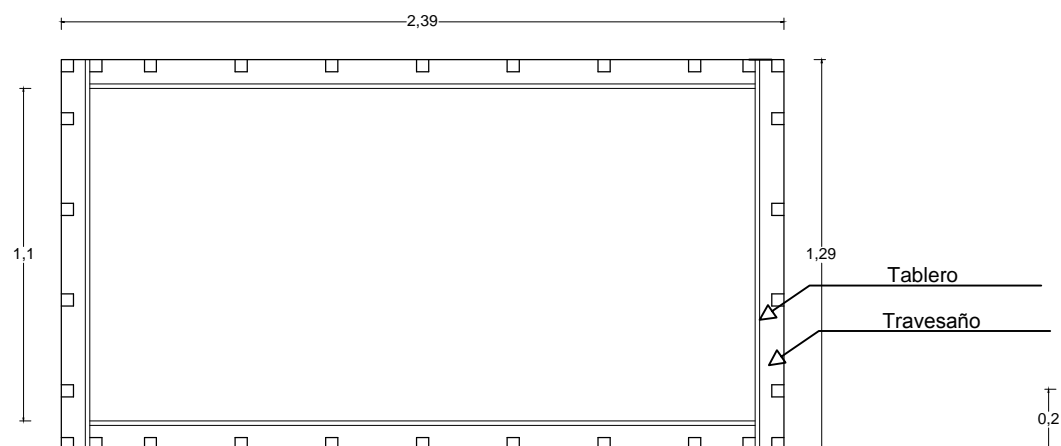
ENCOFRADO PARA ESCALÓN
ESCALA.....1:25



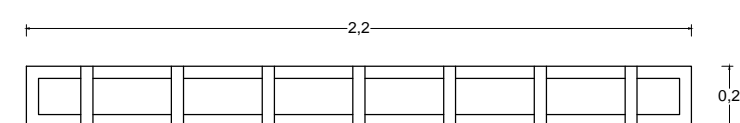
TABLERO TIPO TW7
ESCALA.....1:25



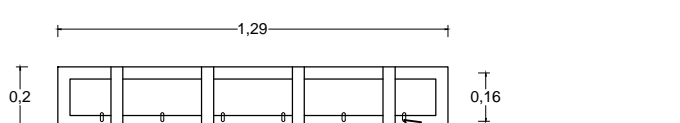
TABLERO TIPO TW8
ESCALA.....1:25



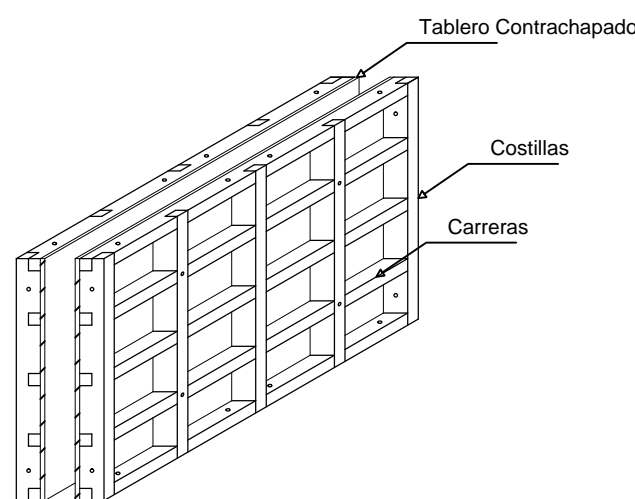
ENCOFRADO PARA LOSETA DE DESCANSO
ESCALA.....1:25



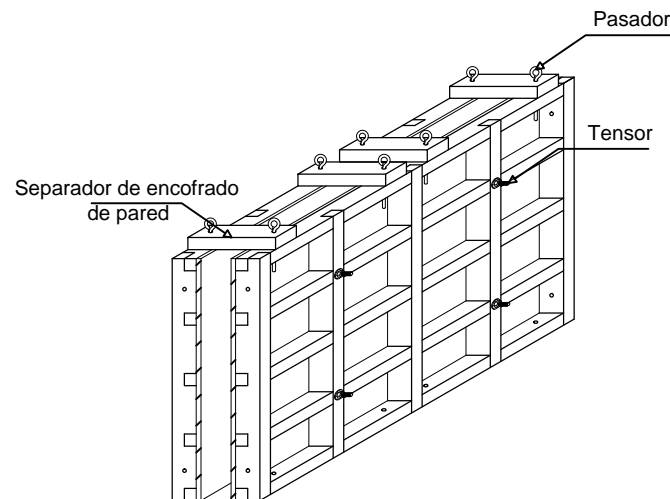
TABLERO TIPO TW9
ESCALA.....1:25



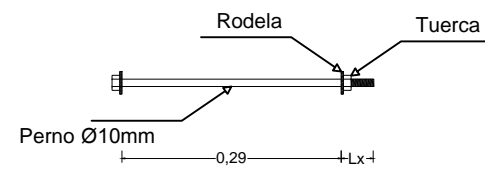
TABLERO TIPO TW10
ESCALA.....1:25



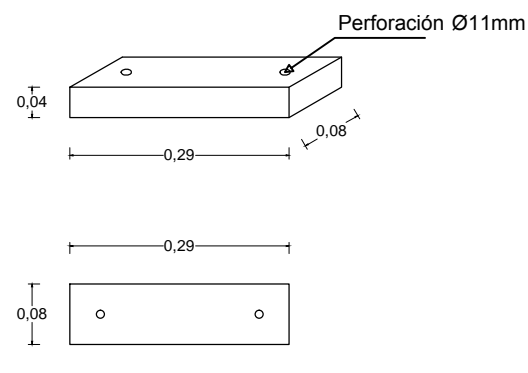
TABLEROS DE ENCOFRADO TIPO
ESCALA.....1:25



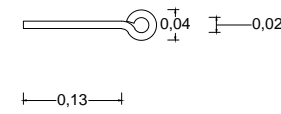
ENSAMBLADO DEL ENCOFRADO
ESCALA.....1:25



TENSOR DE ENCOFRADOS PTW1
ESCALA.....1:10



SEPARADOR ENCOFRADOS PARED SW1
ESCALA.....1:10



PASADOR
ESCALA.....1:10

PLANILLA

ELEMENTO	CANTIDAD	OBSERVACIONES
TW1	78	Elemento Compuesto
TW2	12	Elemento Compuesto
TW3	12	Elemento Compuesto
TW4	8	Elemento Compuesto
TW5	34	Elemento Compuesto
TW6	4	Elemento Compuesto
TW7	8	Elemento Compuesto
TW8	8	Elemento Compuesto
TW9	2	Elemento Compuesto
TW10	2	Elemento Compuesto
PTW1	156	
STW1	156	
PASADOR	390	

GENERALES

ES RESPONSABILIDAD DEL CONSTRUCTOR VERIFICAR VOLUMENES Y RESUMENES DE MATERIALES PARA CANTIDADES DE OBRA

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA
ESCUELA INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: EDIFICACIÓN TIPO DE DOS PISOS PARA VIVIENDA

ESCALA: INDICADA

TESIS: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE MODELOS DE ENCOFRADO PARA UNA VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTENTE

FECHA: FEBRERO-2014

CONTIENE: ENCOFRADO DE MADERA PARA ELEMENTOS VERTICALES, CORTES, DETALLES.

LAMINA: 6/9



DIBUJANTE, CALCULISTA Y DISEÑADOR

SR. ALVAREZ CHAFUEL IRWIN ALEJANDRO

MIEMBROS DEL TRIBUNAL DE TESIS

DIRECTOR DE TESIS

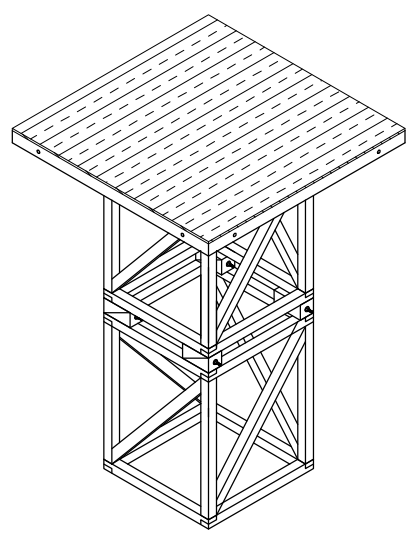
PRIMER MIEMBRO

SEGUNDO MIEMBRO

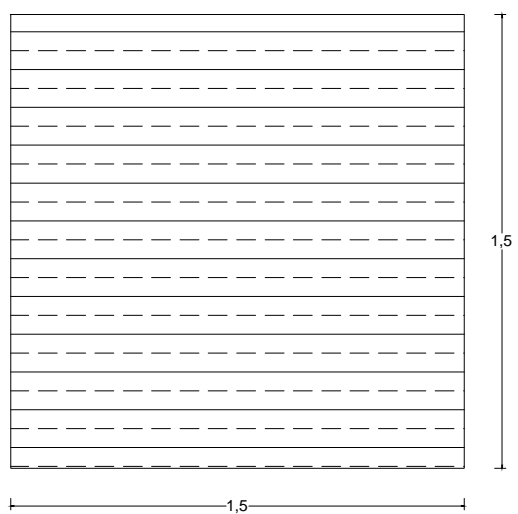
ING. WASHINGTON BENAVIDES

ING. JORGE VASQUEZ

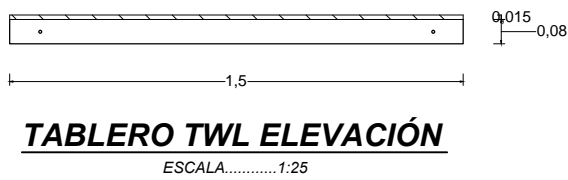
ING. ERNESTO PRO



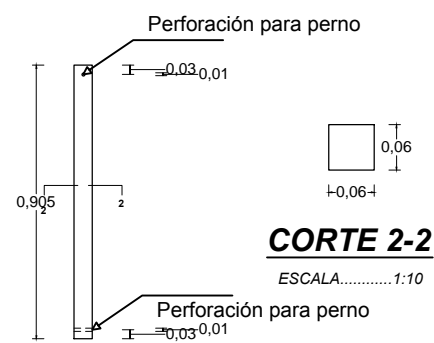
TORRE ARMADA



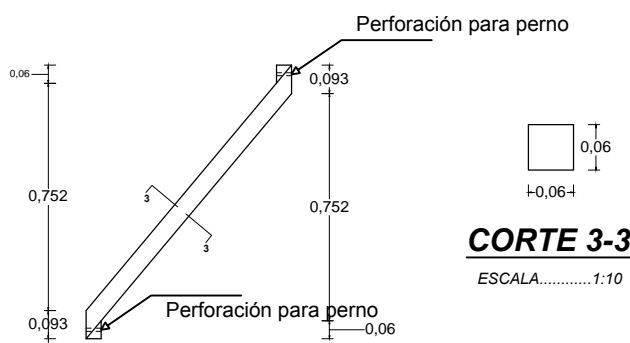
TABLERO TWL PLANTA
ESCALA.....1:25



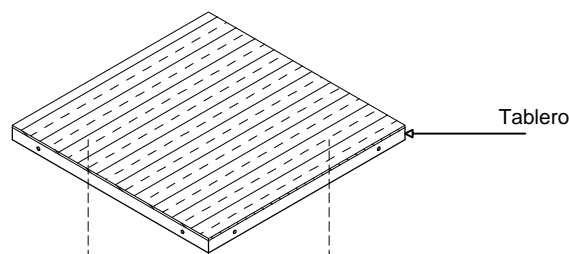
TABLERO TWL ELEVACIÓN
ESCALA.....1:25



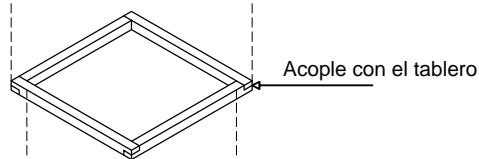
PUNTAL SUPERIOR PW1
ESCALA.....1:25



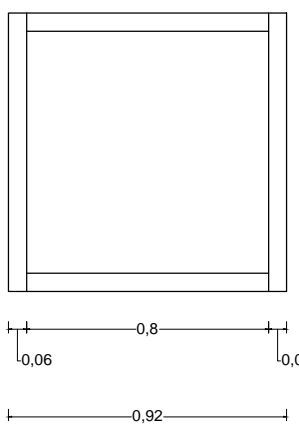
DIAGONAL SUPERIOR DW1
ESCALA.....1:25



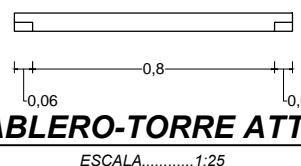
Tablero



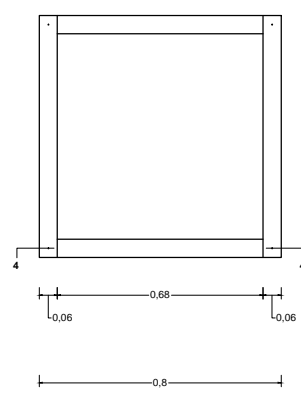
Acople con el tablero



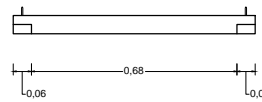
ACOPLE TABLERO-TORRE ATT PLANTA
ESCALA.....1:25



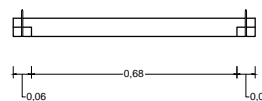
ACOPLE TABLERO-TORRE ATT ELEVACIÓN
ESCALA.....1:25



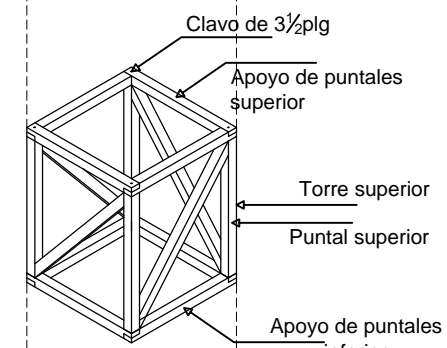
APOYO DE PUNTALES INFERIOR AWI PLANTA
ESCALA.....1:25



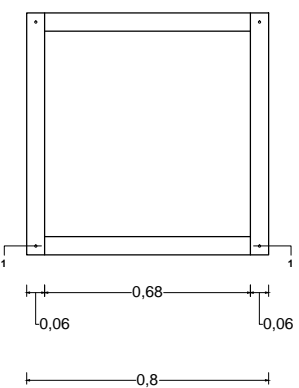
APOYO DE PUNTALES INFERIOR AWI ELEVACIÓN
ESCALA.....1:25



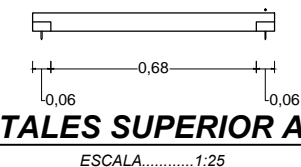
CORTE 4-4
ESCALA.....1:25



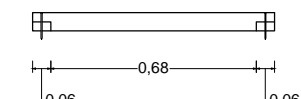
Clavo de 3/8"plg
Apoyo de puntales superior
Torre superior
Puntal superior
Apoyo de puntales inferior



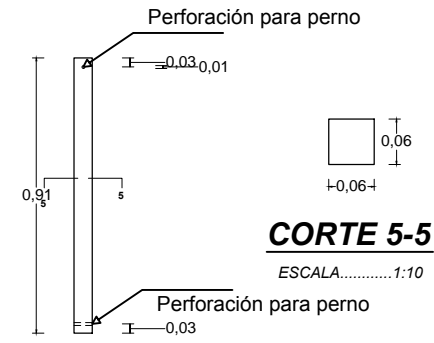
APOYO DE PUNTALES SUPERIOR AWS PLANTA
ESCALA.....1:25



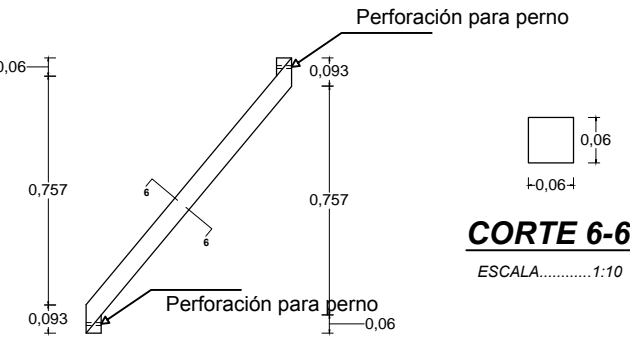
APOYO DE PUNTALES SUPERIOR AWS ELEVACIÓN
ESCALA.....1:25



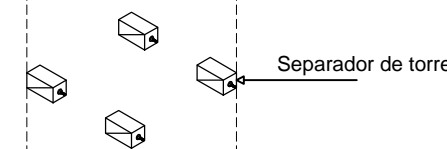
CORTE 1-1
ESCALA.....1:25



PUNTAL INFERIOR PW2
ESCALA.....1:25



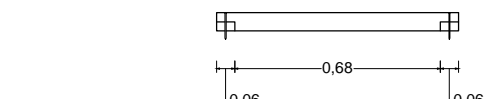
DIAGONAL INFERIOR DW2
ESCALA.....1:25



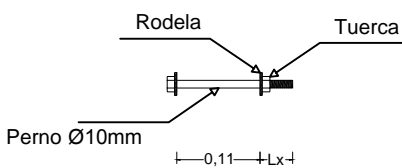
Separador de torre



SEPARADOR DE TORRE ST
ESCALA.....1:10




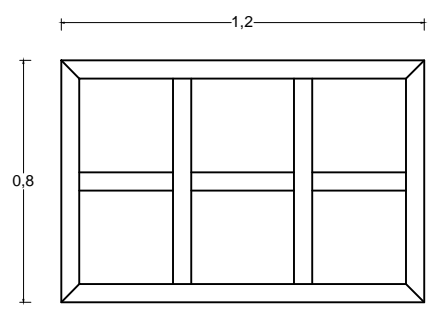
CORTE 1-1
ESCALA.....1:25



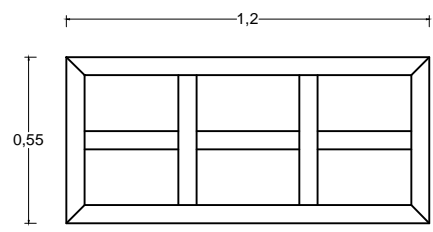
PERNO PUNTAL-DIAGONAL PPD
ESCALA.....1:10

PLANILLA		
ELEMENTO	CANTIDAD	OBSERVACIONES
TWL	92	Elemento Compuesto
ATT	92	Elemento Compuesto
AWS	184	Elemento Compuesto
AWI	184	Elemento Compuesto
PW1	368	
DW1	368	
PW2	368	
DW2	368	
PPD	1472	
ST	368	Elemento Compuesto
PTS	368	
GENERALES		
ES RESPONSABILIDAD DEL CONSTRUCTOR VERIFICAR VOLUMENES Y RESUMENES DE MATERIALES PARA CANTIDADES DE OBRA		

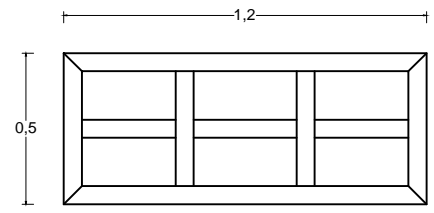
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA ESCUELA INGENIERIA CIVIL			
PROYECTO: EDIFICACIÓN TIPO DE DOS PISOS PARA VIVIENDA	ESCALA:	INDICADA	
	FECHA:	FEBRERO-2014	
	LAMINA:	7 / 9	
TESIS: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE MODELOS DE ENCOFRADO PARA UNA VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTENTE			
CONTIENE: ENCOFRADO DE MADERA PARA ELEMENTOS HORIZONTALES, CORTES, DETALLES.			
DIBUJANTE, CALCULISTA Y DISEÑADOR			
SR. ALVAREZ CHAFUEL IRWIN ALEJANDRO			
MIEMBROS DEL TRIBUNAL DE TESIS			
DIRECTOR DE TESIS	PRIMER MIEMBRO		SEGUNDO MIEMBRO
ING. WASHINGTON BENAVIDES	ING. JORGE VASQUEZ		ING. ERNESTO PRO



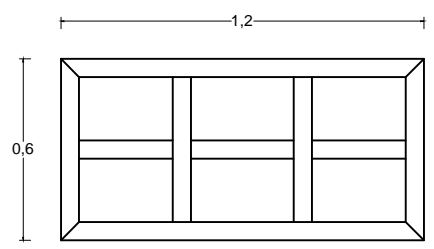
TABLERO TIPO TS1
ESCALA.....1:25



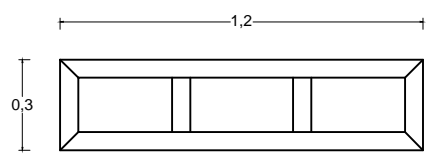
TABLERO TIPO TS2
ESCALA.....1:25



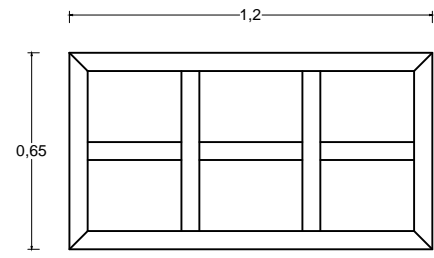
TABLERO TIPO TS3
ESCALA.....1:25



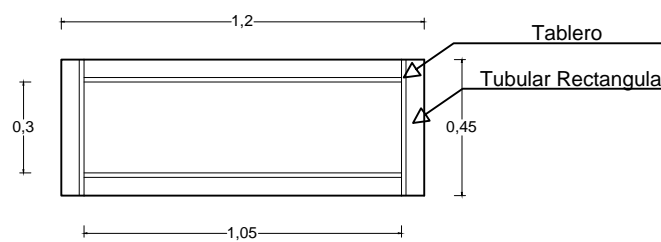
TABLERO TIPO TS4
ESCALA.....1:25



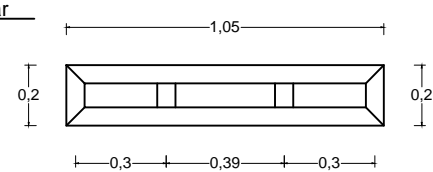
TABLERO TIPO TS5
ESCALA.....1:25



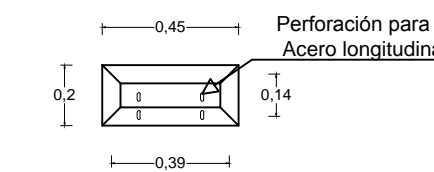
TABLERO TIPO TS6
ESCALA.....1:25



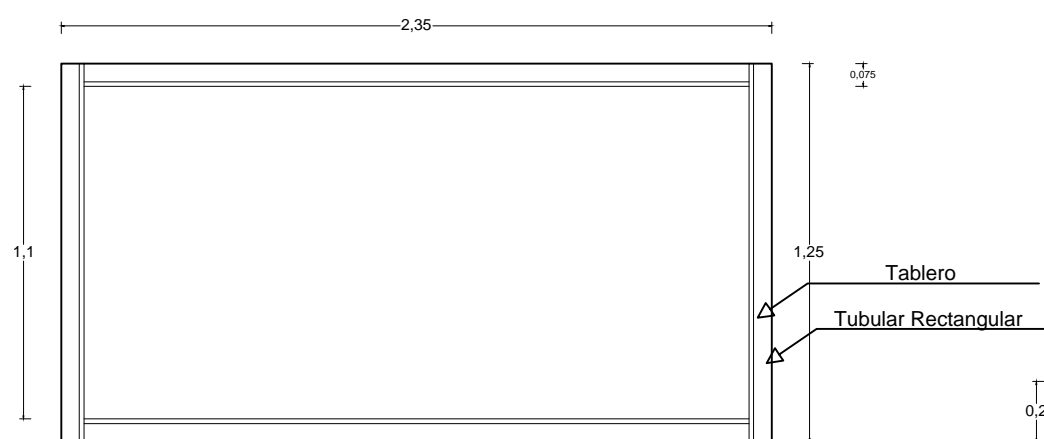
ENCOFRADO PARA ESCALÓN
ESCALA.....1:25



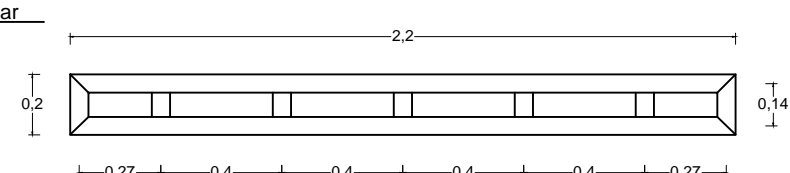
TABLERO TIPO TS7
ESCALA.....1:25



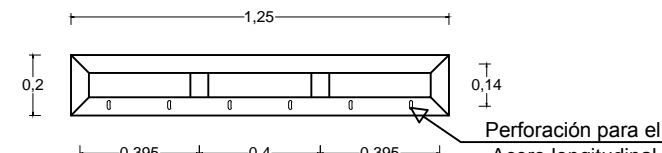
TABLERO TIPO TS8
ESCALA.....1:25



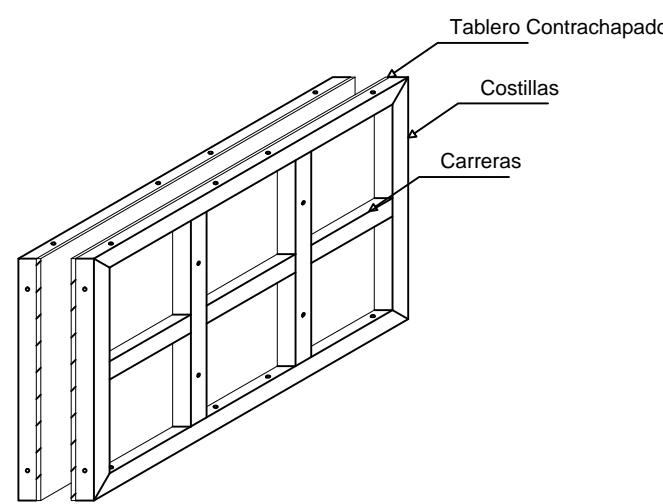
ENCOFRADO PARA LOSETA DE DESCANSO
ESCALA.....1:25



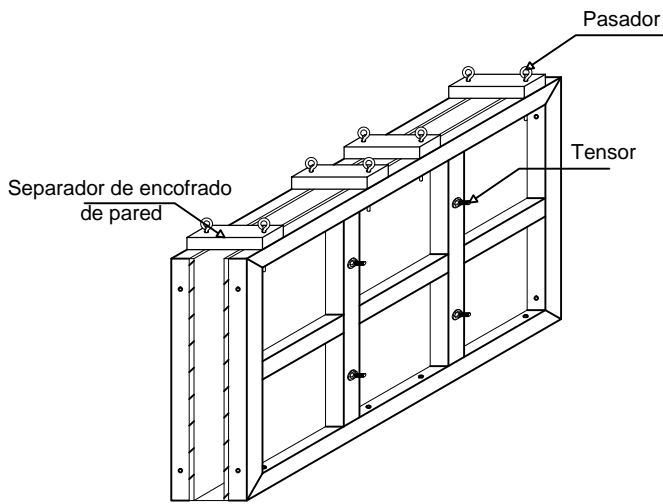
TABLERO TIPO TS9
ESCALA.....1:25



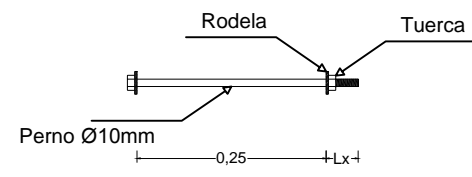
TABLERO TIPO TS10
ESCALA.....1:25



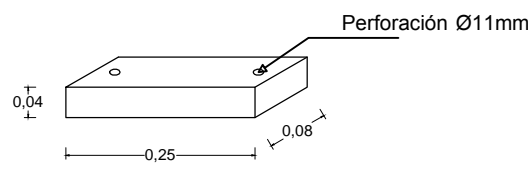
TABLEROS DE ENCOFRADO TIPO
ESCALA.....1:25



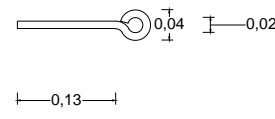
ENSAMBLADO DEL ENCOFRADO
ESCALA.....1:25



TENSOR DE ENCOFRADOS PTS1
ESCALA.....1:10

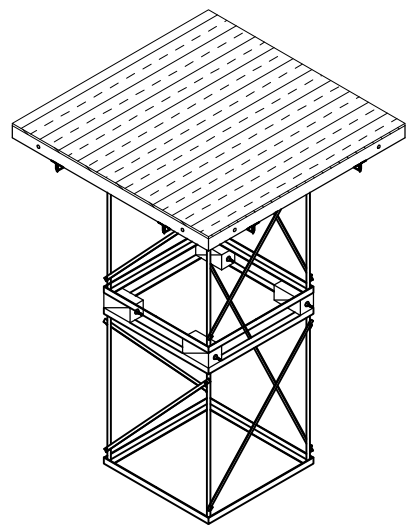


SEPARADOR ENCOFRADOS PARED SS1
ESCALA.....1:10

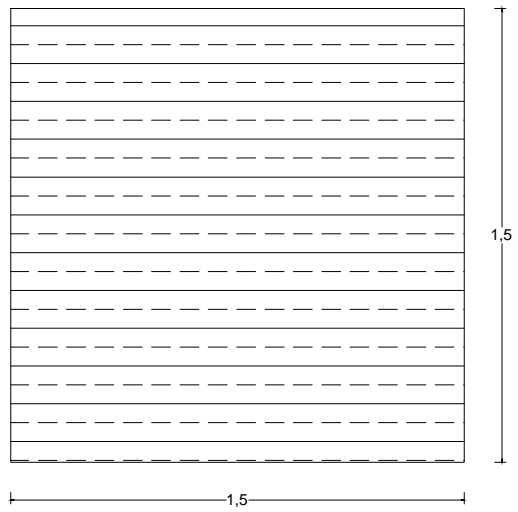


PASADOR
ESCALA.....1:10

PLANILLA		
ELEMENTO	CANTIDAD	OBSERVACIONES
TS1	78	Elemento Compuesto
TS2	12	Elemento Compuesto
TS3	12	Elemento Compuesto
TS4	8	Elemento Compuesto
TS5	34	Elemento Compuesto
TS6	4	Elemento Compuesto
TS7	8	Elemento Compuesto
TS8	8	Elemento Compuesto
TS9	2	Elemento Compuesto
TS10	2	Elemento Compuesto
PTS1	156	
SS1	156	
PASADOR	390	
GENERALES		
ES RESPONSABILIDAD DEL CONSTRUCTOR VERIFICAR VOLUMENES Y RESUMENES DE MATERIALES PARA CANTIDADES DE OBRA		



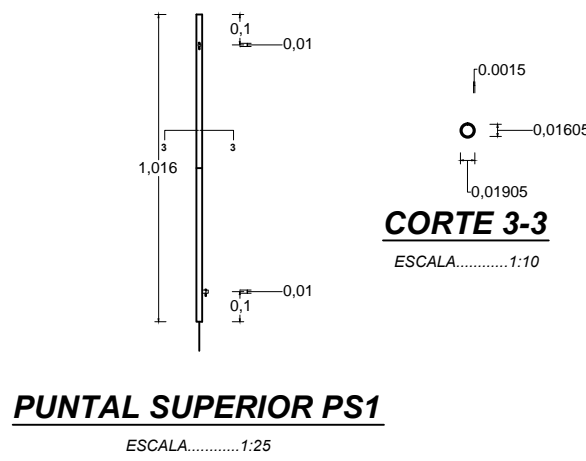
TORRE ARMADA



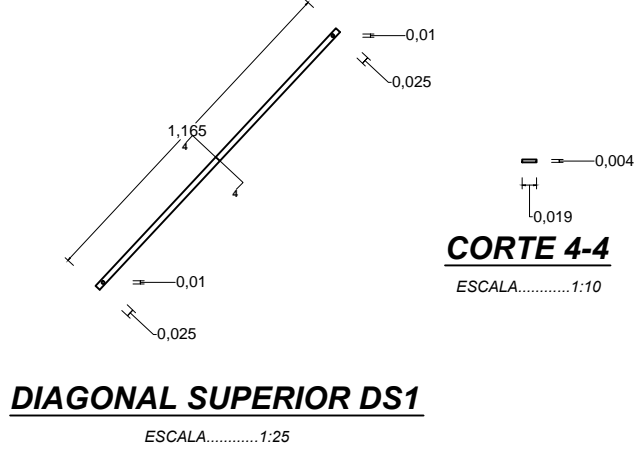
TABLERO TSL PLANTA
ESCALA.....1:25



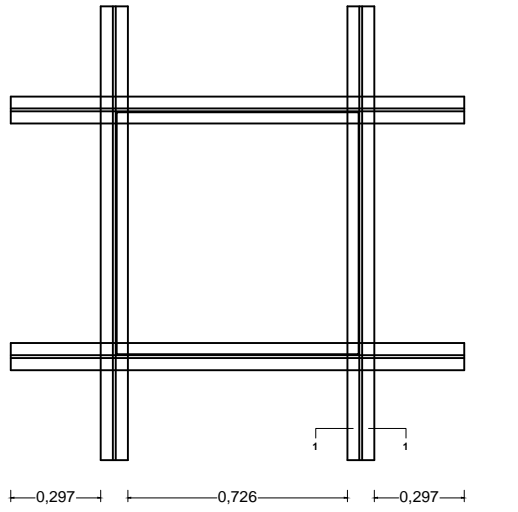
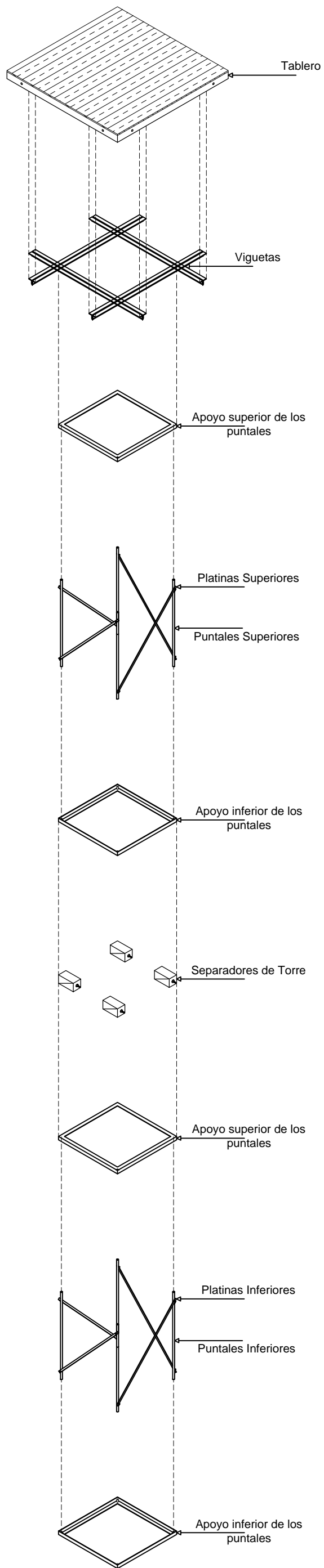
TABLERO TSL ELEVACIÓN
ESCALA.....1:25



PUNTA SUPERIOR PS1
ESCALA.....1:25



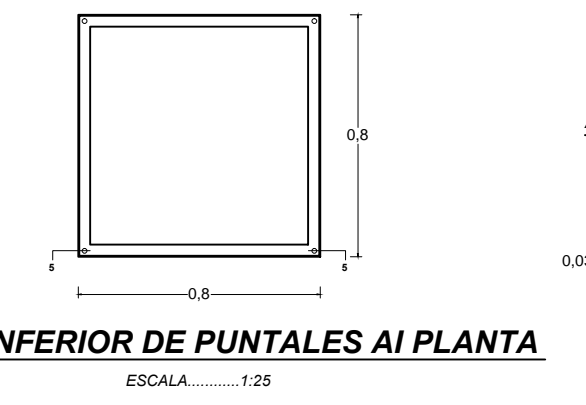
DIAGONAL SUPERIOR DS1
ESCALA.....1:25



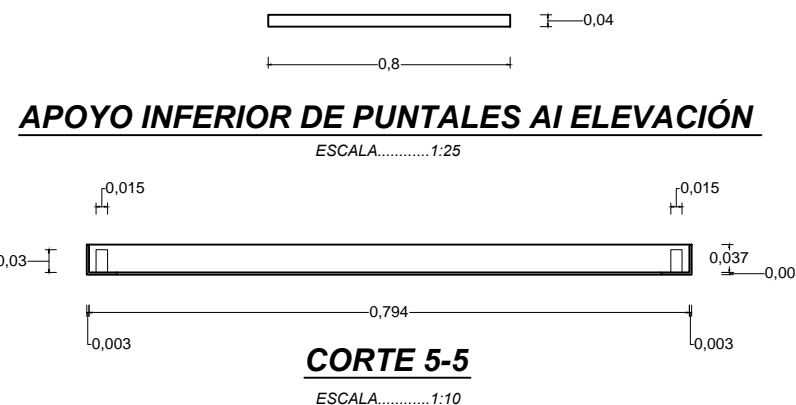
VIGUETAS CRUZADAS VC PLANTA
ESCALA.....1:25



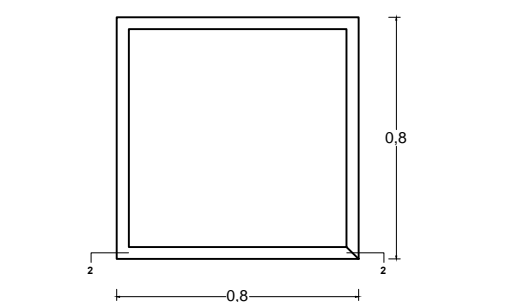
VIGUETAS CRUZADAS VC ELEVACIÓN
ESCALA.....1:25



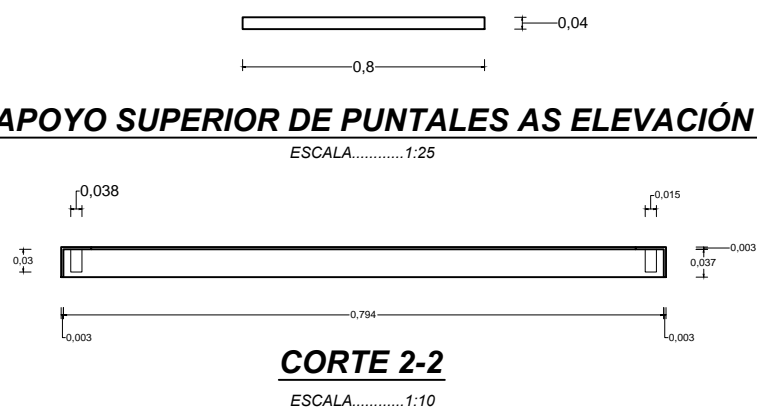
APOYO INFERIOR DE PUNTALES AI PLANTA
ESCALA.....1:25



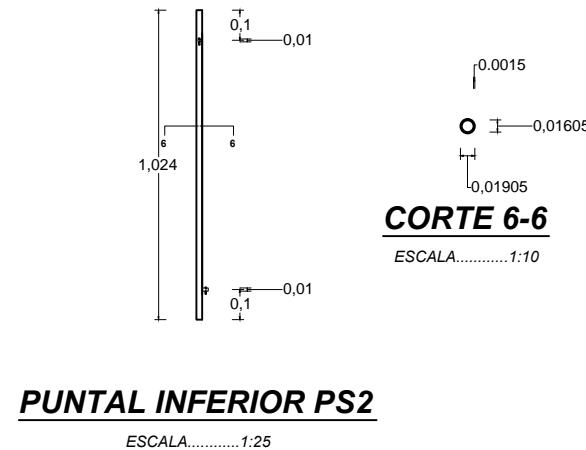
APOYO INFERIOR DE PUNTALES AI ELEVACIÓN
ESCALA.....1:25



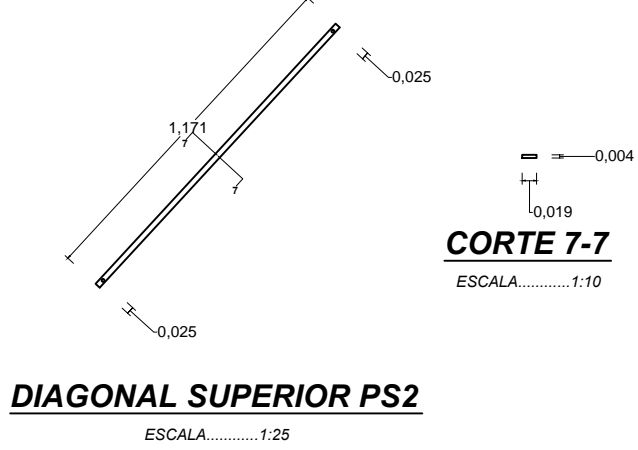
APOYO SUPERIOR DE PUNTALES AS PLANTA
ESCALA.....1:25



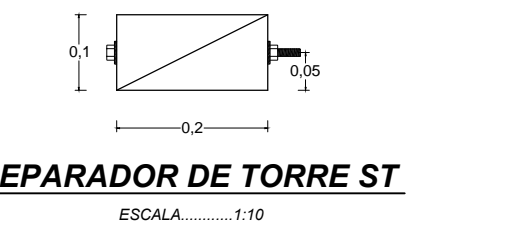
APOYO SUPERIOR DE PUNTALES AS ELEVACIÓN
ESCALA.....1:25



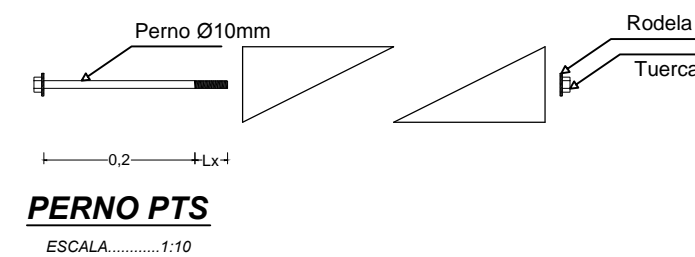
PUNTA INFERIOR PS2
ESCALA.....1:25



DIAGONAL SUPERIOR PS2
ESCALA.....1:25



SEPARADOR DE TORRE ST
ESCALA.....1:10




PERNO PTS
ESCALA.....1:10



PASADOR DE PUNTALES
SIN ESCALA

PLANILLA		
ELEMENTO	CANTIDAD	OBSERVACIONES
TSL	92	Elemento Compuesto
VC	92	Elemento Compuesto
AS	184	Elemento Compuesto
AI	184	Elemento Compuesto
PS1	368	
DS1	368	
PS2	368	
DS2	368	
Pasador de puntales	1472	
ST	368	Elemento Compuesto
PTS	368	

GENERALES
ES RESPONSABILIDAD DEL CONSTRUCTOR VERIFICAR VOLUMENES Y RESUMENES DE MATERIALES PARA CANTIDADES DE OBRA

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA ESCUELA INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: EDIFICACIÓN TIPO DE DOS PISOS PARA VIVIENDA	ESCALA: INDICADA	
TESIS: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE MODELOS DE ENCOFRADO PARA UNA VIVIENDA TIPO EN EL SISTEMA PRISMO RESISTENTE	FECHA: FEBRERO-2014	
CONTIENE: ENCOFRADO DE METAL PARA ELEMENTOS HORIZONTALES, CORTES, DETALLES.	LAMINA: 9/9	
DIBUJANTE, CALCULISTA Y DISEÑADOR		
SR. ALVAREZ CHAFUEL IRWIN ALEJANDRO		
MIEMBROS DEL TRIBUNAL DE TESIS		
DIRECTOR DE TESIS	PRIMER MIEMBRO	SEGUNDO MIEMBRO
ING. WASHINGTON BENAVIDES	ING. JORGE VASQUEZ	ING. ERNESTO PRO